



**UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR  
FACULTAD DE INGENIERÍA, CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICA  
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

**ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO DE PROTECCIONES  
LATERALES PARA PUENTES DE CARRETERA MEDIANTE LOS  
CRITERIOS DEL MÉTODO ELÁSTICO Y DE LOS ESTADOS LÍMITE**

**TRABAJO DE GRADUACIÓN PREVIO  
A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL**

**AUTOR:  
RIOFRIO MALLA ANGEL MANUEL**

**TUTOR: DRA. ING. TERESA AYABACA (Ph.D)**

**Quito – Ecuador  
2013**

## **DEDICATORIA**

La culminación de esta tesis está dedicada a Dios y a mis padres y hermanos, pilares fundamentales en mi vida. Su tenacidad y lucha insaciable han hecho de ellos el gran ejemplo a seguir y destacar, no solo para mí, sino para mis hermanos.

También dedico este proyecto a mis compañeros y amigos. Gracias por apoyo en momentos de decline y cansancio.

A ellos este proyecto, que sin ellos, no hubiese podido lograrlo.

Ángel Riofrío Malla

## **AGRADECIMIENTO**

A Dios por ser un pilar fundamental en mi vida y ser la guía en todos los aspectos de mi vida.

A mis padres, Manuel y Olivia por darme la vida, por su apoyo y sacrificio.

A mis hermanos por apoyarme en todo momento.

A la Ing. Teresa Ayabaca, por el apoyo brindado en la culminación de esta investigación.

Ángel Riofrío Malla

## **AUTORIZACIÓN DE LA AUTORÍA INTELECTUAL**

Yo, Riofrío Malla Ángel Manuel, en calidad de autor del trabajo de investigación o tesis realizada sobre **Análisis comparativo del diseño de protecciones laterales para puentes de carretera mediante los criterios del método elástico y de los estados límite**, por la presente autorizo a la **UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR**, hacer uso de todos los contenidos que me pertenecen o de parte de los que contiene esta obra, con fines estrictamente académicos o de investigación.

Los derechos que como autor me corresponden, con excepción de la presente autorización, seguirán vigentes a mi favor, de conformidad con lo establecido en los artículos 5, 6, 8, 19 y demás pertinentes de la Ley de Propiedad Intelectual y su Reglamento.

Quito, 06 de Mayo del 2012.



**Ángel Manuel Riofrío Malla**

**CI. 172027586-4**





UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR  
FACULTAD DE INGENIERÍA, CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICA  
SECRETARÍA

RESULTADO DEL TRABAJO DE GRADUACIÓN

CARRERA DE Ingeniería Civil

Quito, 22 de Mayo del 2013.

Señor Riosfrio Malla Ángel Manuel

Tema: ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO DE PROTECCIONES LATERALES

PARA PUENTES DE CARRETERA MEDIANTE LOS CRITERIOS DEL MÉTODO ELÁSTICO  
Y DE LOS ESTADOS LÍMITE

CALIFICACIÓN:

TRIBUNAL	PROFESOR (A)	NOTA SOBRE VEINTE		FIRMA
		NUMERO	LETRAS	
PROFESOR TITULAR	DIEGO ANDRADE S.	20	VEINTE	
PROFESOR TITULAR	JORGE VASQUEZ	20	VEINTE	
PROMEDIO		20	VEINTE	

Dra. Katheryne Carrión Valdivieso  
SECRETARIA ABOGADA (E)

## **INFORME SOBRE CONCLUSIÓN DEL TRABAJO DE GRADUACIÓN**

### **"ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO DE PROTECCIONES LATERALES PARA PUENTES DE CARRETERA MEDIANTE LOS CRITERIOS DEL MÉTODO ELÁSTICO Y DE LOS ESTADOS LÍMITE"**

**TUTOR: Dra. Ing. TERESA AYABACA CAZAR, Ph.D.**

**FECHA: 06 de Mayo de 2013**

#### **1. Antecedentes:**

- Con oficio FI-DCIC-2012-149 del 09 de abril del 2012, el Director de la Carrera de Ingeniería Civil solicita el informe previo a la aprobación por Consejo Directivo de la Facultad, sobre el plan del trabajo de graduación para obtener el título de Ingeniero Civil presentado por el señor RIOFRIO MALLA ANGEL MANUEL, titulado *"Análisis Comparativo del Diseño de Protecciones Laterales para Puentes de Carretera mediante los Criterios del Método Elástico y de los Estados Límite"*.
- Con oficio FI-DCIC-2012-294 del 28 de mayo del 2012, el Director de la Carrera de Ingeniería Civil ordena a la suscrita que en calidad de TUTOR, analice, dirija y oriente el trabajo y al concluir emita un informe.

#### **2. Desarrollo del Trabajo de Graduación:**

Para dar cumplimiento a lo ordenado se procedió a organizar la ejecución del trabajo y el estudiante realizó bajo mi supervisión las siguientes actividades:

- Inició la recolección del material bibliográfico necesario para el desarrollo del Trabajo de Graduación, consistente básicamente en normas y más estándares para el diseño de las alternativas, considerando sobre todo la metodología propuesta por las Especificaciones AASHTO Estándar y las que aplican el diseño mediante el uso de coeficientes de carga y resistencia, conocida por sus siglas en inglés como LRFD, para el diseño de Protecciones laterales para puentes de carretera.
- Estudió los métodos de análisis y de diseño de las protecciones laterales vehiculares, peatonales y combinadas basándose en el Método Elástico y en los criterios de los Estados Límite según lo recomendado por las especificaciones tomadas como referencia.



- Se adjuntan los diseños de casos típicos de las protecciones laterales estudiadas aplicando los criterios del método elástico y los estados límite.
- Analizó los resultados, identificando las diferencias y semejanzas generales entre los criterios de diseño aplicados, así como entre las solicitaciones máximas, cantidades de refuerzo, volúmenes de obra, y demás factores derivados de los diseños ejecutados.
- Paralelamente a la ejecución de las actividades anotadas, el graduando redactó la memoria del trabajo de graduación, la cual fue revisada y corregida no solamente desde el punto de vista del contenido, sino también del estilo y de la forma, cumpliendo en lo posible con las exigencias de la redacción académica.



Dra. Ing. TERESA AYABACA CAZAR, Ph.D.

PROFESORA PRINCIPAL

TUTORA

## CERTIFICACION

En calidad de Tutor del Trabajo de Graduación:

**“Análisis Comparativo del Diseño de Protecciones Laterales para Puentes de Carretera mediante los Criterios del Método Elástico y de los Estados Límite”,**

presentado y desarrollado por el señor **Riofrío Malla Ángel Manuel**, previo a la obtención del Título de Ingeniero Civil, considero, que el trabajo reúne los requisitos necesarios.

En la ciudad de Quito, a los 06 días del mes de Mayo del 2013.



**Dra. Ing. Teresa Ayabaca Cazar, Ph.D.**  
**TUTORA**

## CONTENIDO

DEDICATORIA.....	ii
AGRADECIMIENTO.....	iii
AUTORIZACION DE LA AUTORIA INTELECTUAL.....	iv
INFORME SOBRE CULMINACION DE TESIS.....	v
CERTIFICACION DEL TUTOR DE TESIS.....	vii
TABLA DE CONTENIDO.....	ix
INDICE DE TABLAS.....	xv
INDICE DE FIGURAS.....	xvii
RESUMEN.....	xxix
ABSTRACT.....	xxx
<b>CAPITULO 1</b>	
<b>INTRODUCCION .....</b>	<b>1</b>
1.1.- ANTECEDENTES .....	1
1.2 JUSTIFICACIÓN E IMPORTANCIA DEL TEMA SELECCIONADO.....	3
1.3 OBJETIVOS .....	4
1.3.1 Objetivos Generales .....	4
1.3.2 Objetivos Específicos .....	4
<b>CAPITULO 2</b>	
<b>LAS PROTECCIONES LATERALES EN PUENTES DE CARRETERA ..</b>	<b>5</b>
2.1 TIPOS DE SISTEMAS DE CONTENCIÓN DE VEHÍCULOS.....	5
2.1.1Sistemas de defensa de obras viales .....	5
A. Protecciones laterales de puentes.....	5
B. Otros tipos de sistemas de defensa vial .....	5
a. Amortiguadores de impacto .....	5
b. Lechos de frenado .....	6
2.2. CLASIFICACIÓN DE LAS PROTECCIONES LATERALES DE PUENTES.....	6
2.2.1. Según el uso del puente.....	6
2.2.2 Según el comportamiento estructural .....	8
2.3.ELEMENTOS O COMPONENTES DE PROTECCIONES LATERALES .....	11
2.3.1 Elementos de protecciones laterales peatonales.- .....	11

2.3.2 Elementos de Protecciones Vehiculares .....	12
a. Protecciones laterales vehiculares metálicas.....	12
b. Protecciones laterales vehiculares de Hormigón .....	14
2.3.3 Protecciones laterales Combinadas Vehiculares y Peatonales	16
2.3.4 Transiciones entre sistemas de contención del camino y el puente .....	18
2.4. ELECCIÓN DEL SISTEMA DE CONTENCIÓN DE VEHÍCULOS .....	19
2.4.1. Prescripciones técnicas funcionales.....	19
2.4.2. Consideraciones del riesgo de accidente para el diseño.....	24
2.5. CRITERIOS DE IMPLANTACIÓN .....	26
2.6. DISPOSICIÓN DE LAS PROTECCIONES LATERALES .....	27
2.6.1 Disposición de las protecciones laterales: longitudinal, transversal y en altura .....	27
2.6.2. Inclinação .....	28

### **CAPITULO 3**

#### **DISEÑO DE PROTECCIONES LATERALES PARA PUENTES DE CARRETERA SEGÚN ESPECIFICACIONES AASHTO ESTÁNDAR... 29**

3.1. DIMENSIONES ACEPTABLES Y CARGAS DE DISEÑO EN PROTECCIONES LATERALES VEHICULARES .....	29
3.2. DIMENSIONES ACEPTABLES Y CARGAS DE DISEÑO PARA PROTECCIONES LATERALES PEATONALES Y PARA CICLOVÍAS .....	31
3.2.1. Protecciones laterales en puentes para ciclovías.....	31
3.2.2. Protecciones para peatones.....	32
3.3. DIMENSIONES ACEPTABLES Y CARGAS DE DISEÑO EN OTROS ELEMENTOS .....	33
3.3.1. Bordillo .....	33

### **CAPITULO 4**

#### **DISEÑO DE PROTECCIONES LATERALES PARA PUENTES DE CARRETERA SEGÚN ESPECIFICACIONES AASHTO, POR LOS ESTADOS LÍMITE..... 37**

4.1 ELEMENTOS O COMPONENTES DE PROTECCIONES LATERALES, DISPOSICIONES GENERALES.....	37
4.2. DIMENSIONES ADMISIBLES.....	38
4.3 CARGAS DE DISEÑO.....	39
4.3.1 Cargas de diseño para protecciones peatonales y para ciclistas .....	39
4.3.2 Cargas de diseño para protecciones vehiculares.....	41
4.3.3 Cargas de diseño para protecciones Combinadas.....	46
4.4. CRITERIOS DE DISEÑO: LOS ESTADOS LIMITES .....	46
4.4.1 Estados límites .....	46
4.4.2 Factores de resistencia .....	52
4.4.3 Procedimiento de diseño de protecciones vehiculares.....	52
a. Protecciones macizas de Hormigón o Parapetos.....	52
b. Protecciones laterales vehiculares aliviadas, formadas por Postes y vallas vehiculares .....	55
c. Protección lateral Combinada .....	57

## **CAPÍTULO 5**

### **DISEÑO DE PROTECCIONES LATERALES PARA PUENTES VEHICULARES ..... 61**

5.1 SELECCIÓN DE LAS CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS Y DE MATERIALES DE LAS PROTECCIONES.....	61
5.1.1 Protecciones laterales para puente peatonal .....	61
5.1.2 Protecciones laterales para puente de carretera.....	62
5.2. DISEÑO SEGÚN ESPECIFICACIONES AASHTO ESTÁNDAR .....	64
5.2.1 Diseño de protecciones laterales peatonales.....	64
5.2.2 Diseño de protecciones laterales vehiculares .....	81
a. Diseño de protecciones laterales vehiculares metálicas. ....	81
b. Diseño de protecciones laterales vehiculares: poste de hormigón armado y valla vehicular metálica .....	104
c. Diseño de protecciones laterales vehiculares: poste y valla vehicular de hormigón armado.....	120

d. Diseño de protección vehicular maciza de hormigón armado..	135
5.2.3 Diseño de protecciones combinadas.....	148
a. Diseño de protección combinada para puentes con velocidades de circulación menores a 70 km/h.....	148
b. Diseño de protección combinada para puentes con velocidades de circulación mayores a 70 km/h.....	184
b.1 Protección lateral combinada: Protección peatonal metálica y protección vehicular con postes de hormigón y vallas vehiculares de acero.....	185
b.2 Protección lateral combinada: Protección peatonal metálica y protección vehicular con postes y vallas vehiculares de acero.	185
b.3 Protección lateral combinada: Protección peatonal metálica y protección vehicular maciza de hormigón armado.....	186
5.3 DISEÑO SEGÚN ESPECIFICACIONES AASHTO POR EL CRITERIO DE LOS ESTADOS LÍMITE .....	187
5.3.1 Estados límites aplicables .....	187
5.3.2. Secciones de análisis. ....	187
5.3.3. Solicitaciones máximas .....	188
5.3.4. Diseño secciones resistentes .....	188
a. Protecciones laterales peatonales .....	188
b. Protecciones laterales vehiculares.....	202
b.1. Protección vehicular lateral maciza de hormigón armado..	202
b.2. Protección lateral vehicular con postes y vigas de hormigón armado.....	216
b.3. Protección lateral vehicular con postes de hormigón armado y vallas vehiculares metálicas. ....	236
b.4. Protección lateral vehicular con postes y vallas vehiculares de acero.....	252
c. Diseño de Protecciones laterales combinadas.....	270



c.1. Protección combinada con parapeto de hormigón, pasamanos y valla vehicular de acero para velocidades menores a 70 km/h. ....	270
c.2 Diseño de protección combinada para puentes con velocidades de circulación mayores a 70 km/h.....	298
c.2.1 Protección lateral combinada: Protección peatonal metálica y protección vehicular con postes de hormigón y vallas vehiculares de acero. ....	298
c.2.2 Protección lateral combinada: Protección peatonal metálica y protección vehicular con postes y vallas vehiculares de hormigón armado. ....	299
c.2.3 Protección lateral combinada: Protección peatonal metálica y protección vehicular maciza de hormigón armado. ....	300

## **CAPITULO 6**

### **ANALISIS DE RESULTADOS..... 301**

6.1 COMPARACIÓN DE LA METODOLOGÍA DE DISEÑO UTILIZADA, EN LAS DOS VERSIONES DE LAS ESPECIFICACIONES AASHTO .....	301
6.1.1.- Semejanzas y diferencias entre las metodologías de diseño	301
a. Semejanzas de las metodologías de diseño aplicadas.....	301
b. Diferencias de las metodologías .....	301
6.1.2. Comparación de las características de los diseños resultantes .....	302
a. Cargas solicitantes.....	302
6.2. COMPARACIÓN DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS .....	303
6.2.1 Secciones resistentes.....	303
b.- Protecciones laterales Vehiculares .....	304
c.- Protecciones laterales combinadas.....	314
6.2.2 Volúmenes de obra .....	318
a.- Protecciones laterales peatonales .....	318
b.- Protecciones laterales Vehiculares .....	318

## **CAPITULO 7**

### **CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES..... 323**

7.1 CONCLUSIONES..... 323

7.2. RECOMENDACIONES ..... 325

### **BIBLIOGRAFÍA..... 329**

### **ANEXOS..... 333**

**ANEXO 1.- CÁLCULO DE VIGAS CONTINUAS DE 2 Y 3 TRAMOS**

**ANEXO 2.- PLANOS DE DISEÑO CON APLICACIÓN DE  
ESPECIFICACIONES AASHTO ESTANDAR**

**ANEXO 3.- PLANOS DE DISEÑO CON APLICACIÓN DE  
ESPECIFICACIONES AASHTO LRFD**

## LISTA DE TABLAS

<b>TABLA 2.1.-</b> CRITERIOS GENERALES PARA LA SELECCIÓN DE PROTECCIONES LATERALES [1].....	21
<b>TABLA 4.1</b> NIVELES DE RESISTENCIA DE LAS PROTECCIONES VEHICULARES DE PUENTES [7].....	42
<b>TABLA 4.2</b> FUERZAS DE DISEÑO PARA LAS BARRERAS PARA TRÁFICO VEHICULAR [7].....	45
<b>TABLA 4.2</b> FUERZAS DE DISEÑO PARA LAS BARRERAS PARA TRÁFICO VEHICULAR [7].....	187
<b>TABLA 5.1</b> FUERZAS Y LONGITUDES DE DISEÑO PARA UNA PROTECCIÓN VEHICULAR DE RESISTENCIA 4 (TL-4).....	202
<b>TABLA 5.2</b> FUERZAS Y LONGITUDES DE DISEÑO PARA UNA PROTECCIÓN VEHICULAR DE RESISTENCIA 4 (TL-4).....	270
<b>TABLA 6.1</b> COMPARACIÓN DE PROTECCIÓN PEATONAL.....	304
<b>TABLA 6.2</b> COMPARACIÓN DE PROTECCIÓN CON POSTE Y VALLA DE HORMIGÓN ARMADO .....	306
<b>TABLA 6.3</b> COMPARACIÓN DE PROTECCIÓN CON POSTE DE HORMIGÓN Y VALLA METÁLICA. ....	308
<b>TABLA 6.4</b> COMPARACIÓN DE PROTECCIÓN CON POSTE Y VALLA VEHICULAR DE ACERO.....	311
<b>TABLA 6.5</b> COMPARACIÓN DE PROTECCIÓN MACIZA (PARAPETO DE HORMIGÓN ARMADO .....	313
<b>TABLA 6.6</b> COMPARACIÓN DE PROTECCIÓN CON POSTE Y VALLA VEHICULAR DE ACERO.....	317
<b>TABLA 6.7</b> COMPARACIÓN DE VOLÚMENES DE OBRA EN PROTECCIÓN PEATONAL.....	318
<b>TABLA 6.8</b> COMPARACIÓN DE VOLÚMENES DE OBRA EN PROTECCIÓN VEHICULAR CON POSTE Y VALLA DE HORMIGÓN ARMADO. ....	319

<b>TABLA 6.9</b> COMPARACIÓN DE VOLÚMENES DE OBRA EN PROTECCIÓN CON POSTE DE HORMIGÓN Y VALLA VEHICULAR METÁLICA.....	319
<b>TABLA 6.10</b> COMPARACIÓN DE VOLÚMENES DE OBRA EN PROTECCIÓN CON POSTE Y VALLA VEHICULAR DE ACERO. ....	320
<b>TABLA 6.11</b> COMPARACIÓN DE VOLÚMENES DE OBRA EN PROTECCIÓN MACIZA (PARAPETO DE HORMIGÓN ARMADO).....	321
<b>TABLA 6.12</b> COMPARACIÓN DE PROTECCIÓN CON POSTE Y VALLA VEHICULAR DE ACERO.....	321

## LISTA DE FIGURAS

FIGURA 2.1 PROTECCIONES LATERALES DE PUENTES [15] .....	5
FIGURA 2.2 AMORTIGUADORES DE IMPACTO [16].....	5
FIGURA 2.3 LECHO DE FRENADO [17].....	6
FIGURA 2.4 PROTECCIÓN VEHICULAR [18] .....	6
FIGURA 2.5 PROTECCIÓN LATERAL PEATONAL [19].....	7
FIGURA 2.6 PROTECCIÓN LATERAL COMBINADA [20] .....	8
FIGURA 2.7 PROTECCIÓN LATERAL ALIVIANADA O DEFORMABLE [18].....	9
FIGURA 2.8 PROTECCIÓN LATERAL RÍGIDA, MACIZA O PARAPETO [4].....	9
FIGURA 2.9 PROTECCIÓN LATERAL RÍGIDA SIMPLE [4] .....	9
FIGURA 2.10 PROTECCIÓN LATERAL RÍGIDA DOBLE [4] .....	10
FIGURA 2.11 PROTECCIÓN DE HORMIGÓN [4].....	10
FIGURA 2.12 PROTECCIÓN METÁLICA [5].....	10
FIGURA 2.13 PROTECCIÓN MIXTA [5].....	11
FIGURA 2.14 ELEMENTOS DE PROTECCIONES PEATONALES [13] .	12
FIGURA 2.15 ELEMENTOS DE PROTECCIONES VEHICULARES METÁLICAS [14].....	14
FIGURA 2.16 PROTECCIONES VEHICULARES MACIZAS O PARAPETOS [8].....	15
FIGURA 2.17 PROTECCIONES VEHICULARES ALIVIANADAS DE HORMIGÓN [18].....	15
FIGURA 2.18 TRANSICIÓN EN PROTECCIONES VEHICULARES [21]	16
FIGURA 2.19 PROTECCIÓN LATERAL COMBINADA EN VÍAS CON VELOCIDADES MENORES A 70 KM/H .....	17
FIGURA 2.21 INCLINACIÓN DE PROTECCIONES LATERALES [6] .....	28
FIGURA 3.1 DISTRIBUCIÓN DE CARGAS EN PROTECCIONES VEHICULARES [2].....	30

FIGURA 3.2 DISTRIBUCIÓN DE CARGAS EN PROTECCIONES PARA CICLISTAS [2] .....	32
FIGURA 3.4 DIMENSIONES Y DISTRIBUCIÓN DE CARGA EN BORDILLO.....	33
FIGURA 3.5 DIMENSIONES DE ACERA .....	34
FIGURA 3.6 CARGA PEATONAL EN ACERA .....	34
FIGURA 3.7 CARGA ACCIDENTAL DE RUEDA EN ACERA .....	34
FIGURA 4.1 PROTECCIÓN COMBINADA: PEATONAL Y VEHICULAR SEPARADAS EN UN PUENTE PARA VELOCIDADES MAYORES A 70 KM/H [7].....	37
FIGURA 4.2 PROTECCIÓN COMBINADA: PEATONAL Y VEHICULAR EN UN PUENTE PARA VELOCIDADES MENORES O IGUALES A 70 KM/H [7].....	38
FIGURA 4.3 BORDILLO Y ACERA [7].....	38
FIGURA 4.4 DISTRIBUCIÓN DE LA CARGA VIVA EN LAS PROTECCIONES PEATONALES [7] .....	40
FIGURA 4.5 DISTRIBUCIÓN DE CARGAS EN PROTECCIONES PARA CICLISTAS [7] .....	40
FIGURA 4.6 PROTECCIÓN PARA TRÁFICO VEHICULAR [7].....	43
FIGURA 4.7 FUERZAS Y LONGITUDES DE DISTRIBUCIÓN PARA PROTECCIONES VEHICULARES [7] .....	46
FIGURA 4.8 ANÁLISIS MEDIANTE LÍNEAS DE CEDENCIA DE UNA PROTECCIÓN DE HORMIGÓN PARA EL CASO DE UN IMPACTO CERCA DEL EXTREMO DE UN SEGMENTO DE LA PROTECCIÓN [7]	54
FIGURA 4.9. ANÁLISIS MEDIANTE LÍNEAS DE CEDENCIA DE UNA PROTECCIÓN DE HORMIGÓN PARA EL CASO DE UN IMPACTO DENTRO DE UN SEGMENTO DE LA PROTECCIÓN [7] .....	55
FIGURA 4.10 MODO DE FALLA PARA UN TRAMO EN PROTECCIONES FORMADAS POR POSTES Y VALLAS VEHICULARES [7].....	57

FIGURA 4.11 MODO DE FALLA PARA DOS TRAMO EN PROTECCIONES FORMADAS POR POSTES Y VALLAS VEHICULARES [7].....	57
FIGURA 4.12 MODO DE PARA TRES TRAMOS EN PROTECCIONES FORMADAS POR POSTES Y VALLAS VEHICULARES [7] .....	57
FIGURA 4.13 EVALUACIÓN DEL CONJUNTO FORMADO POR UN PARAPETO DE HORMIGÓN, POSTE Y PASAMANOS METÁLICO – IMPACTO A LA MITAD DE LA LONGITUD DEL RIEL [7] .....	58
FIGURA 4.14 EVALUACIÓN DEL CONJUNTO FORMADO POR UN PARAPETO DE HORMIGÓN, POSTE Y PASAMANOS METÁLICO – IMPACTO EN UN POSTE [7] .....	59
FIGURA 5.1 DISTRIBUCIÓN DE POSTES Y PASAMANOS EN PROTECCIÓN LATERAL PEATONAL .....	62
FIGURA 5.2 VISTA EN ELEVACIÓN DE PROTECCIÓN LATERAL PEATONAL.....	65
FIGURA 5.3 CORTE TRANSVERSAL DE PROTECCIÓN LATERAL PEATONAL.....	65
FIGURA 5.4. DISTRIBUCIÓN DE CARGAS EN PROTECCIÓN LATERAL PEATONAL.....	66
FIGURA 5.5 DIAGRAMA DE CUERPO LIBRE DE PASAMANOS. ....	67
FIGURA 5.6 DIAGRAMA DE CUERPO LIBRE PARA ANÁLISIS DE PASAMANOS AL CORTE .....	69
FIGURA 5.7 CARGA EN EL POSTE .....	71
FIGURA 5.8 CARGAS EQUIVALENTES TRANSMITIDAS AL POSTE...	72
FIGURA 5.9 CARGAS EN POSTE TRANSMITIDAS POR LOS PASAMANOS .....	74
FIGURA 5.10 CARGAS EN PLACA BASE .....	74
FIGURA 5.11 SOLICITACIONES EN PLACA BASE .....	75
FIGURA 5.12 PLACA BASE .....	77
FIGURA 5.13 VISTA EN PLANTA DE PLACA BASE .....	78
FIGURA 5.14 PERNOS DE ANCLAJE .....	79

FIGURA 5.15 APOYO DE PROTECCIÓN LATERAL PEATONAL .....	80
FIGURA 5.16 CORTE TRANSVERSAL DE PROTECCIÓN LATERAL PEATONAL.....	81
FIGURA 5.17 CORTE TRANSVERSAL DE PROTECCIÓN VEHICULAR METÁLICA.....	81
FIGURA 5.18 CORTE LONGITUDINAL DE PROTECCIÓN VEHICULAR METÁLICA.....	82
FIGURA 5.19 DISTRIBUCIÓN DE CARGAS EN PROTECCIÓN LATERAL VEHICULAR METÁLICA .....	83
FIGURA 5.20 CARACTERÍSTICAS DE LA SECCIÓN .....	84
FIGURA 5.21 ÁREA COMPRIMIDA DE LA SECCIÓN.....	86
FIGURA 5.22 DIAGRAMA DE CUERPO LIBRE PARA ANÁLISIS DE VALLA VEHICULAR AL CORTE .....	89
FIGURA 5.23 CARGAS EN POSTE. ....	91
FIGURA 5.24 CARACTERÍSTICAS DE LA SECCIÓN .....	92
FIGURA 5.25 DIAGRAMA DE CUERPO LIBRE PARA ANÁLISIS DE VALLA VEHICULAR AL CORTE .....	94
FIGURA 5.26 CARGAS EN PLACA BASE .....	95
FIGURA 5.27 SOLICITACIONES EN PLACA BASE .....	96
FIGURA 5.28 PLACA BASE .....	98
FIGURA 5.29 PERNOS DE ANCLAJE .....	99
FIGURA.5.30 DIMENSIONES Y CARGA EN BORDILLO .....	101
FIGURA.5.31 PROTECCIÓN LATERAL VEHICULAR METÁLICA .....	104
FIGURA 5.32 CORTE TRANSVERSAL DE PROTECCIÓN LATERAL .	105
FIGURA 5.33 CORTE LONGITUDINAL DE PROTECCIÓN LATERAL .	105
FIGURA 5.34 DISTRIBUCIÓN DE CARGAS EN PROTECCIÓN LATERAL VEHICULAR METÁLICA. ....	106
FIGURA 5.35 DISTRIBUCIÓN DE CARGAS EN PROTECCIÓN LATERAL VEHICULAR METÁLICA .....	111
FIGURA 5.36 DIAGRAMA DE CUERPO LIBRE PARA ANÁLISIS DE VALLA VEHICULAR AL CORTE .....	114



FIGURA.5.37 DIMENSIONES Y CARGA EN BORDILLO .....	115
FIGURA 5.38 PROTECCIÓN LATERAL VEHICULAR CON POSTE DE HORMIGÓN ARMADO Y VALLAS VEHICULARES METÁLICAS.....	119
FIGURA 5.39 CORTE TRANSVERSAL DE PROTECCIÓN LATERAL .	120
FIGURA 5.40 CORTE LONGITUDINAL DE PROTECCIÓN LATERAL .	120
FIGURA 5.41 DISTRIBUCIÓN DE CARGAS EN PROTECCIÓN LATERAL VEHICULAR DE HORMIGÓN ARMADO.....	121
FIGURA 5.42 DISTRIBUCIÓN DE CARGAS EN PROTECCIÓN LATERAL VEHICULAR DE HORMIGÓN. ....	125
FIGURA 5.43 DIAGRAMA DE CUERPO LIBRE PARA ANÁLISIS DE VALLA VEHICULAR AL CORTE .....	129
FIGURA.5.44 DIMENSIONES Y CARGA EN BORDILLO .....	131
FIGURA.5.45 PROTECCIÓN LATERAL CON POSTE Y VALLA VEHICULAR DE HORMIGÓN ARMADO.....	135
FIGURA.5.46 CORTE TRANSVERSAL DE PARAPETO DE HORMIGÓN .....	135
FIGURA.5.47 CORTE LONGITUDINAL DE PARAPETO DE HORMIGÓN .....	136
FIGURA.5.48 CARGA VEHICULAR SOBRE PARAPETO DE HORMIGÓN .....	136
FIGURA 5.49 ELEMENTOS EN PROTECCIÓN LATERAL VEHICULAR MACIZA .....	137
FIGURA 5.50 DIAGRAMA DE CUERPO LIBRE DE PARAPETO EN SENTIDO LONGITUDINAL .....	141
FIGURA 5.51 DIMENSIONES Y CARGA EN BORDILLO .....	144
FIGURA 5.52 PROTECCIÓN LATERAL MACIZA DE HORMIGÓN ARMADO .....	148
FIGURA 5.53 CORTE TRANSVERSAL DE PROTECCIÓN LATERAL COMBINADA .....	149
FIGURA 5.54 CORTE LONGITUDINAL DE PROTECCIÓN LATERAL COMBINADA .....	149

FIGURA 5.55 CORTE LONGITUDINAL DE PROTECCIÓN LATERAL COMBINADA .....	150
FIGURA 5.56 DIAGRAMA DE CUERPO LIBRE DE PASAMANO.....	151
FIGURA 5.57 DIAGRAMA DE CUERPO LIBRE PARA ANÁLISIS DE PASAMANOS AL CORTE .....	153
FIGURA 5.58 DIAGRAMA DE CUERPO LIBRE PARA ANÁLISIS DE VALLA VEHICULAR AL CORTE .....	156
FIGURA 5.59. DIAGRAMA DE CUERPO LIBRE PARA ANÁLISIS DE POSTE.....	157
FIGURA 5.60 CARACTERÍSTICAS DE LA SECCIÓN .....	158
FIGURA 5.61 DIAGRAMA DE CUERPO LIBRE PARA ANÁLISIS DE POSTE AL CORTE.....	159
FIGURA 5.62 CARGAS EN PLACA BASE .....	160
FIGURA 5.63 SOLICITACIONES EN PLACA BASE .....	161
FIGURA 5.64 PLACA BASE .....	163
FIGURA 5.65 PERNOS DE ANCLAJE .....	164
FIGURA 5.66 DIAGRAMA DE CUERPO LIBRE DE PARAPETO EN SENTIDO LONGITUDINAL .....	170
FIGURA.5.67 DIMENSIONES Y CARGA EN BORDILLO DE PROTECCIÓN COMBINADA .....	172
FIGURA 5.68 DIMENSIONES Y CARGA EN ACERA PEATONAL DE PROTECCIÓN COMBINADA .....	177
FIGURA 5.69 CARGA PEATONAL EN ACERA .....	177
FIGURA 5.70 CARGA ACCIDENTAL DE RUEDA DE CAMIÓN .....	178
FIGURA 5.71 ARMADO DE ACERA .....	182
FIGURA.5.72 ANÁLISIS PARA CORTE EN ACERA.....	182
FIGURA 5.73 PROTECCIÓN LATERAL VEHICULAR COMBINADA (VELOCIDAD DE CIRCULACIÓN MENOR A 70 KM/H).....	184
FIGURA 5.74 PROTECCIÓN LATERAL COMBINADA: PROTECCIÓN PEATONAL METÁLICA Y PROTECCIÓN VEHICULAR CON POSTES DE HORMIGÓN Y VALLAS VEHICULARES DE ACERO .....	185

FIGURA 5.75 PROTECCIÓN LATERAL COMBINADA: PROTECCIÓN PEATONAL METÁLICA Y PROTECCIÓN VEHICULAR CON POSTES Y VALLAS VEHICULARES DE ACERO .....	186
FIGURA 5.76 PROTECCIÓN LATERAL COMBINADA: PROTECCIÓN PEATONAL METÁLICA Y PROTECCIÓN VEHICULAR MACIZA DE HORMIGÓN ARMADO .....	186
FIGURA 5.77 CORTE TRANSVERSAL DE PROTECCIÓN LATERAL PEATONAL.....	188
FIGURA 5.78 CORTE LONGITUDINAL DE PROTECCIÓN LATERAL PEATONAL.....	189
FIGURA 5.79 DISTRIBUCIÓN DE CARGAS EN PASAMANO .....	190
FIGURA 5.80 CARGA DISTRIBUIDA EN SOBRE EL EJE VERTICAL DEL PASAMANO.....	190
FIGURA 5.81 SOBRECARGA EN SOBRE EL EJE VERTICAL DEL PASAMANOS .....	191
FIGURA 5.82 SOLICITACIONES EN POSTE .....	193
FIGURA 5.83 CARGAS EN PLACA BASE .....	195
FIGURA 5.84 SOLICITACIONES EN PLACA BASE .....	196
FIGURA 5.85 ANÁLISIS PARA PERNOS DE ANCLAJE .....	196
FIGURA 5.86 PRESIÓN EN PLACA BASE .....	199
FIGURA 5.87 VISTA EN PLANTA DE PLACA BASE .....	200
FIGURA 5.88 PERNOS DE ANCLAJE .....	201
FIGURA 5.89 CORTE TRANSVERSAL DE PROTECCIÓN LATERAL PEATONAL.....	202
FIGURA 5.90 CORTE TRANSVERSAL DE APOYO EN PROTECCIÓN LATERAL PEATONAL.....	202
FIGURA 5.91 PROTECCIÓN LATERAL VEHICULAR (NOMENCLATURA) .....	203
FIGURA 5.92 PROTECCIÓN LATERAL VEHICULAR MACIZA. (DIMENSIONES) .....	204

FIGURA 5.93 SEGMENTOS QUE CONSTITUYEN DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL DEL PARAPETO .....	205
FIGURA 5.94 SEGMENTO 1 PARA ANÁLISIS DE PARAPETO RESPECTO AL EJE HORIZONTAL .....	208
FIGURA 5.95 SEGMENTO 2 Y 3 PARA ANÁLISIS DE PARAPETO RESPECTO AL EJE HORIZONTAL .....	210
FIGURA 5.96 ANÁLISIS DE TRANSFERENCIA DE CORTE ENTRE PARAPETO Y TABLERO .....	212
FIGURA 5.97 CORTE TRANSVERSAL DE PARAPETO DE HORMIGÓN .....	216
FIGURA 5.98 DIMENSIONES DE PROTECCIÓN LATERAL.....	216
FIGURA 5.99 POTENCIAL DE IMPACTO DE LAS RUEDAS, PARAGOLPES O CAPÓ CONTRA LOS POSTES [7].....	217
FIGURA 5.100 CRITERIOS PARA DETERMINAR EL RETIRO DE LOS POSTES [7] .....	218
FIGURA 5.101. POTENCIAL DE IMPACTO DE LAS RUEDAS, PARAGOLPES O CAPÓ CONTRA LOS POSTES [7].....	219
FIGURA 5.102 CRITERIOS PARA DETERMINAR EL RETIRO DE LOS POSTES [7] .....	220
FIGURA 5.103 DIMENSIONES Y ARMADO DE POSTE .....	221
FIGURA 5.104 DIMENSIONES Y ARMADO DE VALLA VEHICULAR..	222
FIGURA 5.105 ANÁLISIS DE TRANSFERENCIA DE CORTE ENTRE POSTE Y TABLERO.....	226
FIGURA 5.106 LONGITUD EFECTIVA DEL VOLADIZO PARA SOPORTAR LAS CARGAS CONCENTRADAS DE LOS POSTES [7] .	227
FIGURA 5.107 DIMENSIONES Y CARGA EN BORDILLO .....	230
FIGURA.5.108 CORTE TRANSVERSAL DE PROTECCIÓN LATERAL CON POSTES Y VALLAS VEHICULARES DE HORMIGÓN ARMADO	235
FIGURA 5.109 DIMENSIONES DE PROTECCIÓN LATERAL (MILÍMETROS) .....	236

FIGURA 5.110 POTENCIAL DE IMPACTO DE LAS RUEDAS, PARAGOLPES O CAPÓ CONTRA LOS POSTES [7].....	237
FIGURA 5.111 CRITERIOS PARA DETERMINAR EL RETIRO DE LOS POSTES [7] .....	238
FIGURA 5.112 DIMENSIONES Y ARMADO DE POSTE .....	239
FIGURA 5.113 DIMENSIONES Y ARMADO DE VALLA VEHICULAR..	240
FIGURA 5.114 ANÁLISIS DE TRANSFERENCIA DE CORTE ENTRE POSTE Y TABLERO.....	243
FIGURA 5.115 LONGITUD EFECTIVA DEL VOLADIZO PARA SOPORTAR LAS CARGAS CONCENTRADAS DE LOS POSTES [7] .	244
FIGURA 5.116 DIMENSIONES Y CARGA EN BORDILLO .....	247
FIGURA 5.117 CORTE TRANSVERSAL DE PROTECCIÓN LATERAL CON POSTE DE HORMIGÓN Y VALLAS VEHICULARES DE ACERO	252
FIGURA 5.118 DIMENSIONES DE PROTECCIÓN LATERAL.....	252
FIGURA 5.119 POTENCIAL DE IMPACTO DE LAS RUEDAS, PARAGOLPES O CAPÓ CONTRA LOS POSTES [7].....	253
FIGURA 5.120 CRITERIOS PARA DETERMINAR EL RETIRO DE LOS POSTES [7] .....	254
FIGURA 5.121 CARACTERÍSTICAS DE LA SECCIÓN .....	255
FIGURA 5.122 DIMENSIONES DE VALLA VEHICULAR.....	256
FIGURA 5.123 CARGAS EN PLACA BASE .....	259
FIGURA 5.124 SOLICITACIONES EN PLACA BASE .....	260
FIGURA 5.125 ANÁLISIS PARA PERNOS DE ANCLAJE SOMETIDOS A TENSIÓN.....	260
FIGURA 5.127 PERNOS DE ANCLAJE .....	263
FIGURA 5.128 DIMENSIONES Y CARGA EN BORDILLO .....	265
FIGURA 5.129 CORTE TRANSVERSAL DE PROTECCIÓN LATERAL CON POSTES Y VALLAS VEHICULARES DE HORMIGÓN ARMADO	270
FIGURA 5.130 PROTECCIÓN LATERAL COMBINADA .....	271
FIGURA 5.131 PARAPETO DE HORMIGÓN PARA PROTECCIÓN COMBINADA .....	272

FIGURA 5.132 ANÁLISIS PARAPETO RESPECTO AL EJE HORIZONTAL.....	273
FIGURA 5.133 CARACTERÍSTICAS DE LA SECCIÓN .....	274
FIGURA 5.134 DIMENSIONES DE VALLA VEHICULAR.....	275
FIGURA 5.135 DIMENSIONES DE PASAMANO .....	276
FIGURA 5.136 CARGAS EN PLACA BASE .....	279
FIGURA 5.137 SOLICITACIONES EN PLACA BASE .....	280
FIGURA 5.138 ANÁLISIS PARA PERNOS DE ANCLAJE SOMETIDOS A TENSION.....	281
FIGURA 5.139 PRESIÓN EN PLACA BASE .....	283
FIGURA 5.140 PERNOS DE ANCLAJE .....	284
FIGURA 5.141 ANÁLISIS DE TRANSFERENCIA DE CORTE ENTRE PARAPETO Y TABLERO .....	285
FIGURA 5.142 DIMENSIONES Y CARGA EN BORDILLO .....	289
FIGURA 5.143 DIMENSIONES Y CARGA EN ACERA PEATONAL DE PROTECCIÓN COMBINADA .....	293
FIGURA 5.144 CARGA PEATONAL EN ACERA .....	293
FIGURA 5.145 CARGA ACCIDENTAL DE RUEDA DE CAMIÓN .....	293
FIGURA 5.146 ANÁLISIS PARA CORTE EN ACERA.....	296
FIGURA.5.147 CORTE TRANSVERSAL DE PROTECCIÓN LATERAL COMBINADA.....	298
FIGURA 5.148 PROTECCIÓN LATERAL COMBINADA: PROTECCIÓN PEATONAL METÁLICA Y PROTECCIÓN VEHICULAR CON POSTES DE HORMIGÓN Y VALLAS VEHICULARES DE ACERO .....	299
FIGURA 5.149 PROTECCIÓN LATERAL COMBINADA: PROTECCIÓN PEATONAL METÁLICA Y PROTECCIÓN VEHICULAR CON POSTES Y VALLAS VEHICULARES HORMIGÓN.....	299
FIGURA 5.150 PROTECCIÓN LATERAL COMBINADA: PROTECCIÓN PEATONAL METÁLICA Y PROTECCIÓN VEHICULAR MACIZA DE HORMIGÓN ARMADO .....	300

FIGURA 6.2 PROTECCIÓN LATERAL VEHICULAR CON POSTE Y VALLA DE HORMIGÓN ARMADO SEGÚN AASHTO STANDARD .....	305
FIGURA 6.3 PROTECCIÓN LATERAL VEHICULAR CON POSTE Y VALLA DE HORMIGÓN ARMADO SEGÚN AASHTO LRFD .....	306
FIGURA 6.4 PROTECCIÓN LATERAL VEHICULAR CON POSTE DE HORMIGÓN Y VALLA METÁLICA SEGÚN AASHTO STANDARD .....	307
FIGURA 6.6 PROTECCIÓN LATERAL VEHICULAR DE ACERO SEGÚN AASHTO STANDARD .....	310
FIGURA 6.7 PROTECCIÓN LATERAL DE ACERO SEGÚN AASHTO LRFD .....	310
FIGURA 6.8 PARAPETO DE HORMIGÓN ARMADO SEGÚN AASHTO STANDARD .....	312
FIGURA 6.9 PARAPETO DE HORMIGÓN ARMADO SEGÚN AASHTO LRFD .....	313
FIGURA 6.8 PROTECCIÓN LATERAL VEHICULAR CON POSTE Y VALLA DE HORMIGÓN ARMADO SEGÚN AASHTO STANDARD .....	315
FIGURA 6.9 PROTECCIÓN LATERAL VEHICULAR CON POSTE Y VALLA DE HORMIGÓN ARMADO SEGÚN AASHTO LRFD .....	316

## **CONTENIDO ANEXOS**

### **ANEXO 1.- CÁLCULO DE VIGAS CONTINUAS DE 2 Y 3 TRAMOS**

### **ANEXO 2.- PLANOS DE DISEÑO CON APLICACIÓN DE ESPECIFICACIONES AASHTO ESTANDAR**

1. Protección lateral peatonal aliviada con postes y pasamanos de acero
2. Protección lateral vehicular aliviada con postes y vallas vehiculares de hormigón armado
3. Protección lateral vehicular aliviada con postes y vallas vehiculares de acero
4. Protección lateral vehicular maciza de hormigón armado
5. Protección lateral vehicular combinada para puentes con velocidades de circulación menores a 70km/h
6. Protección lateral vehicular combinada para puentes con velocidades de circulación mayores a 70km/h

### **ANEXO 3.- PLANOS DE DISEÑO CON APLICACIÓN DE ESPECIFICACIONES AASHTO LRFD**

1. Protección lateral peatonal aliviada con postes y pasamanos de acero
2. Protección lateral vehicular aliviada con postes y vallas vehiculares de hormigón armado
3. Protección lateral vehicular aliviada con postes y vallas vehiculares de acero
4. Protección lateral vehicular maciza de hormigón armado
5. Protección lateral vehicular combinada para puentes con velocidades de circulación menores a 70km/h
6. Protección lateral vehicular combinada para puentes con velocidades de circulación mayores a 70km/h



**RESUMEN**

**“ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO DE PROTECCIONES  
LATERALES PARA PUENTES DE CARRETERA MEDIANTE LOS  
CRITERIOS DEL MÉTODO ELÁSTICO Y DE LOS ESTADOS  
LÍMITE”**

En este trabajo de graduación se realiza el diseño comparativo de protecciones laterales de hormigón armado y acero para puentes vehiculares utilizando las Especificaciones que están basadas en Métodos Elásticos (AASHTO ESTANDAR) y en los criterios de los Estados Límites (AASHTO LRFD), se explican los principios de las dos Normativas.

Se adjuntan los diseños de protecciones laterales peatonales, vehiculares y combinadas según el método elástico considerando esfuerzos admisibles y los criterios de Estados Límite.

Se establecen las semejanzas y diferencias generales entre los criterios de diseño y se hace un análisis de los resultados obtenidos, considerando solicitaciones máximas, secciones resistentes y volúmenes de obra.

El trabajo recomienda la aplicación del diseño mediante el criterio de los estados límite.

Se anexan los planos constructivos de las protecciones laterales diseñadas.

**DESCRIPTORES:**

PUENTES DE CARRETERA/ PROTECCIONES LATERALES/  
HORMIGON ARMADO/ ACERO ESTRUCTURAL/ ESPECIFICACIONES  
AASHTO ESTANDAR / ESPECIFICACIONES AASHTO LRFD /

## **ABSTRACT**

### **“COMPARATIVE ANALYSIS OF DESIGN OF RAILINGS OF HIGHWAYS BRIDGES BY THE CRITERIA OF THE ELASTIC METHOD AND THE LIMIT STATES”**

In this graduate work is performed comparative desing of reinforced concrete and Steel railings of highways bridges using the specifications based on elastic methods (AASHTO Standard) and criteria of the Limit states (AASHTO LRFD), it is explain the principles of the two regulations.

Designs are attached for pedestrian, vehicular and combined railing systems according to the elastic method considering allowable stresses and limit states criteria.

This work establishes the general similarities and differences between the design criteria and provides an analysis of the results obtained considering maximum solicitations, resistant sections and volumes of work.

The graduate work recomends application limit state criteria for design railing highway bridges.

Construction drawings are attached.

#### **DESCRIPTORS:**

HIGHWAY BRIDGES ROAD / RAILINGS / RAILING SYSTEMS /  
CONCRETE / STEEL STRUCTURAL / AASHTO STANDARD  
SPECIFICATIONS / AASHTO LRFD SPECIFICATIONS /

## **CAPITULO 1**

### **INTRODUCCIÓN**

#### **1.1.- Antecedentes**

Desde tiempos inmemoriales los puentes han sido estructuras utilizadas por la humanidad para salvar obstáculos naturales y artificiales, como depresiones topográficas y vías de comunicación terrestres preexistentes con la finalidad de garantizar la continuidad de carreteras, vías férreas o para el paso de tuberías. En el correr del tiempo, con la introducción y mejora de los materiales de construcción, este tipo de estructuras son capaces en la actualidad de soportar el tráfico vehicular, peatonal, líneas férreas, etc.

Debido a esto los puentes deben presentar las seguridades necesarias tanto en su configuración estructural como también en las prestaciones de servicio ya que este tipo de estructuras son utilizadas para el transporte de bienes y personas, por lo que deben estar en capacidad de ofrecer las condiciones de seguridad óptimas para los usuarios, tales como señalización, iluminación, protecciones laterales, etc.

Los diferentes tipos de sistemas de contención de vehículos deben estar en capacidad de ofrecer las medidas de seguridad respectivas en el caso de que un automotor se salga de control en la calzada, limitando los daños por impacto y lesiones tanto para los ocupantes del vehículo como para el resto de usuarios del puente y los objetos situados en las proximidades del camino.

Siempre ha surgido la duda de saber si las protecciones laterales de los puentes son capaces de contener en mayor o menor medida a un vehículo que se salga de control dentro de su trayectoria. Y esta inquietud se incrementa a medida que se observan fallas en las protecciones vehiculares producto de impactos producidos por el choque de vehículos contra ellas, sin embargo, los accidentes que las involucran no siempre son producto de su falta de resistencia, sino que también pueden ser por la excesiva rigidez, de allí que un diseño incorrecto o la falta de elementos adecuados de transición en los accesos a los puentes pueden provocar graves accidentes en los vehículos.

Los sistemas de protección en puentes se diferencian del resto de las protecciones laterales de un camino, debido a que forman un elemento continuo con el tablero del puente, tienen una conexión física con el mismo y por lo general no deben presentar una deflexión importante de manera que puedan contener efectivamente a los vehículos que las impactan.

La estética es un factor fundamental que se debe tener en cuenta en una protección lateral tratando de conjugar la necesidad de resistencia sin atender contra la economía, la estabilidad y la seguridad, la consideración de este factor ha dado lugar al logro de formas muy vistosas para este tipo de protecciones laterales que no se contraponen al entorno del puente, y constituyen, un punto positivo en el aspecto visual y en la sensación del conductor y los pasajeros cuando se transita por el puente.

El objetivo de la protección lateral de un puente es impedir la eventual caída de un vehículo desde los bordes del mismo y en su diseño intervienen varios elementos y materiales. Estas protecciones normalmente están constituidas por postes de metal u hormigón, uno o varios elementos horizontales de hormigón o una combinación de perfiles metálicos y hormigón, en otras ocasiones estas protecciones son de hormigón macizas conocidas también con el nombre de parapetos.

Todos los puentes deben tener a las protecciones laterales como elementos fundamentales en su configuración ya que todos requieren algún tipo de protección, sin embargo, en algunas estructuras menores, en carreteras de baja velocidad y bajos volúmenes de tráfico, podría no ser necesaria una protección lateral diseñada con estándares altos de seguridad.

Cuando un puente también es utilizado por peatones y ciclistas es recomendable la instalación de una protección para protegerlos del tráfico vehicular. La necesidad de una protección peatonal y otra vehicular en estos casos depende tanto de los volúmenes y velocidades del tráfico de la carretera, como del número de peatones y ciclistas que transitan por él. La protección lateral de un puente de carretera tiene tres características básicas:

- . Debe ser capaz de resistir las fuerzas de impacto en caso de producirse el choque de los vehículos contra la protección lateral,
- . Debe estar diseñada de tal forma de contener y redireccionar el vehículo, y
- . Debe conectarse adecuadamente con las protecciones en las zonas de aproximación al puente.

## **1.2 Justificación e importancia del tema seleccionado**

En la última década observamos como el país soporta un incremento sostenido tanto del parque automotor como de las cargas transportadas, junto con una mayor accidentabilidad, que provoca cada vez mayores destrozos materiales y pérdidas humanas, a pesar de los esfuerzos realizados para implementar controles a la velocidad de circulación en las vías. Esta situación también afecta a los puentes de las carreteras y de las ciudades del Ecuador por cuanto las administradoras viales registran con mayor frecuencia casos en donde estas estructuras exhiben daños de distinta gravedad especialmente en sus protecciones laterales debido a los choques de los vehículos que circulan sobre ellos.

Este fenómeno pone de manifiesto la necesidad de revisar los criterios y las metodologías de diseño, al igual que los materiales y los procedimientos de construcción de las protecciones laterales de los puentes para que cumplan eficientemente con su papel de proteger a los usuarios de las vías, ya que en muchas ocasiones por considerarlos elementos secundarios no se les presta la debida atención y cuidado, diseñándose con el criterio de secciones mínimas admisibles y procediendo a su construcción sin mayores verificaciones.

De lo anotado se puede concluir que es necesario contar con una guía para el cálculo, diseño y construcción de los distintos elementos de las protecciones laterales para puentes de carretera, en donde se tome en consideración las dimensiones y las cargas de los nuevos automotores que circulan en las carreteras ecuatorianas.

Por consiguiente y con la finalidad de contribuir a llenar la necesidad arriba anotada en este Trabajo de Graduación se pretende realizar un análisis comparativo de las especificaciones más conocidas en el país,

que promueven el método de diseño de puentes por los coeficientes de carga y resistencia ( AASHTO-LRFD) [7] y las especificaciones que aplican el método de los esfuerzos de trabajo (AASHTO STANDAR) [2] junto con la consiguiente aplicación al diseño de protecciones laterales en puentes que garanticen resistencia, economía y buen funcionamiento.

### **1.3 Objetivos**

#### **1.3.1 Objetivos Generales**

- Identificar una metodología adecuada para el diseño de protecciones laterales en puentes de carretera, peatonales y de uso combinado.
- Establecer las semejanzas y diferencias del diseño de protecciones laterales en puentes aplicando los criterios del Método Elástico y del Método de los Estados Límite de conformidad con las especificaciones estadounidenses.

#### **1.3.2 Objetivos Específicos**

- Diseñar protecciones laterales para puentes peatonales, puentes vehiculares y puentes de uso combinado por los métodos (elástico) recomendados por las especificaciones estándar para el diseño de puentes de la Asociación Americana de Oficiales de Carreteras y Transporte (AASHTO Standard)
- Diseñar protecciones laterales para puentes peatonales, puentes vehiculares y puentes de uso combinado por el criterio de los estados límite recomendados por las especificaciones para el diseño de puentes de la Asociación Americana de Oficiales de Carreteras y Transporte (AASHTO LRFD).
- Identificar criterios, métodos de diseño y procesos constructivos adecuados para las protecciones laterales en puentes de Carretera, peatonales y de uso combinado.

## CAPITULO 2

### LAS PROTECCIONES LATERALES EN PUENTES DE CARRETERA

#### 2.1 Tipos de sistemas de contención de vehículos

##### 2.1.1 Sistemas de defensa de obras viales

##### A. Protecciones laterales de puentes



**Figura 2.1** Protecciones laterales de puentes [15]

Las protección lateral de un puente de carretera en general es una barrera de protección ubicada en el sentido longitudinal a ambos lados de la estructura, cuya función es impedir una eventual caída de un vehículo por los bordes de la misma, conteniéndolo y volviendo a encauzarle en el sentido correcto de la trayectoria [6].

##### B. Otros tipos de sistemas de defensa vial [6]:

Entre los principales tenemos:

##### a. Amortiguadores de impacto

Los amortiguadores de impacto son parte de los sistemas de defensa en estructuras viales. Se utilizan para frenar a los vehículos en posibles colisiones frontales, estos se ubican delante de los obstáculos a los que protegen.



**Figura 2.2** Amortiguadores de Impacto [16]

### **b. Lechos de frenado**

Es un camino dispuesto como salida de la carretera, con una inclinación longitudinal ascendente y de superficie compacta, de modo tal que logra detener el vehículo por efecto de la gravedad, que combina el efecto del rozamiento, pérdida de energía cinética y amortiguadores de impacto para detener un vehículo.



**Figura 2.3** lecho de frenado [17]

## **2.2. Clasificación de las protecciones laterales de puentes**

Estas protecciones se clasifican según distintos parámetros [6]:

### **2.2.1. Según el uso del puente**

En el caso de los puentes de carretera tenemos: Protecciones laterales vehiculares, protecciones laterales peatonales y protecciones laterales combinadas.

- **Protecciones laterales vehiculares.-**



**Figura2.4** Protección Vehicular [18]

Este tipo de protecciones son utilizadas en puentes de carretera para contener y redireccionar el tráfico vehicular en el caso de impacto o



cambio de dirección de la trayectoria del vehículo sea este liviano o pesado e impedir que el vehículo salga despedido fuera del puente y hacia zonas peatonales.

- **Protecciones laterales para peatones y ciclistas.-**

Este tipo de protecciones se utilizan en puentes peatonales y de ciclistas o en puentes de uso combinado peatonal-vehicular en vías de alto tráfico, para separar las bandas de circulación de los peatones y ciclistas, dichas protecciones deben proteger a peatones y ciclistas de caer por un lado de la estructura del puente

Se debe hacer un análisis de posibles movimientos peatonales o ciclistas en una ruta. Para atender las necesidades de estos usuarios pueden existir dos opciones:

1. En casos de bajo tránsito vehicular y bajas velocidades, los peatones y ciclistas generalmente compartirán la vía con los vehículos motorizados. De contar con un número importante de peatones o ciclistas, conviene incluir una señalización informando de la presencia de estos usuarios en la vía.
2. En casos de alto volumen automotor y altas velocidades conviene establecer vías independientes, las cuales deberían ser señalizadas debidamente, incluyendo la prohibición de la entrada de bicicletas o peatones en la vía principal.

Los componentes de protecciones serán proporcionadas adecuadamente con el tipo y volumen de tráfico peatonal anticipado. Se debe considerar la seguridad y la libertad de visión de los vehículos que pasan.



**Figura 2.5** Protección lateral Peatonal [19]

- **Protecciones laterales combinadas.-**

Estas protecciones son utilizadas en puentes de carretera en vías de tráfico medio y bajo en el cual circulan tanto vehículos como peatones y ciclistas.



**Figura 2.6** Protección Lateral Combinada [20]

### **2.2.2 Según el comportamiento estructural**

- **Rígidas (macizas) o deformables (alivianadas).-** Este tipo de protecciones dependen del nivel de velocidad del tráfico vehicular sobre el puente ya que en vías de alta velocidad se necesita protecciones más rígidas que en vías de baja velocidad. Las protecciones rígidas tal como su nombre lo indica son protecciones que presentan poca deformación ante el impacto a diferencia de las deformables que permiten una mayor deformación.

Una protección rígida es aquella proyectada de manera que no tenga otro movimiento más que la deformación elástica durante el impacto que involucra al vehículo de diseño. Esto incluye a las protecciones de hormigón y a los sistemas de postes y hojas que se comporten en forma rígida.

Las protecciones vehiculares rígidas deben ser preferentemente utilizadas en las siguientes situaciones:

- Por consistencia arquitectónica cuando las protecciones de aproximación son rígidas
- Donde es necesario proteger un elemento estructural vulnerable

- Donde la deflexión de un sistema de protecciones no rígidas no sea compatible



**Figura 2.7** Protección Lateral Alivianada o Deformable [18]



**Figura 2.8** Protección Lateral Rígida, maciza o parapeto [4]

- **Simples o dobles.-** Las protecciones simples son aquellas diseñadas con protección en una sola cara del elemento, esta cara estará dispuesta en el lado del tráfico a contener. Las protecciones dobles están diseñadas con la protección en ambas caras del elemento para contener el tráfico a ambos lados.



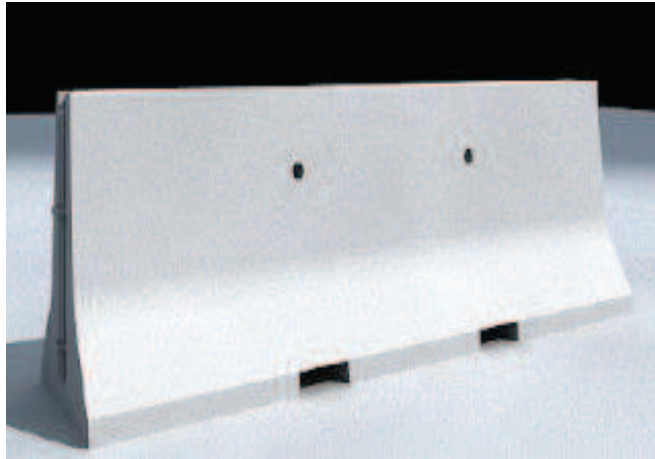
**Figura 2.9** Protección Lateral Rígida Simple [4]



**Figura 2.10** Protección Lateral Rígida Doble [4]

### **2.2.3 Según el material empleado**

- Protecciones de Hormigón
- Protecciones Metálicas
- Protecciones Mixtas



**Figura 2.11** Protección de Hormigón [4]



**Figura 2.12** Protección Metálica [5]



**Figura. 2.13** Protección Mixta [5]

## **2.3.Elementos o componentes de protecciones laterales**

### **2.3.1 Elementos de protecciones laterales peatonales.-**

Por lo general, con excepción de los puentes de mampostería, las protecciones peatonales son protecciones alivianadas frecuentemente construidas con elementos metálicos ya que no se necesita de gran rigidez debido a que el peatón y los ciclistas no producen una fuerza considerable al impactarse con la protección, en caso de construirlas de hormigón requerirían secciones macizas y esto constituye un elemento antieconómico ya que no es necesario gran rigidez en este tipo de protecciones.

Por tanto las protecciones peatonales por lo general están constituidas de elementos verticales o postes y elementos horizontales o pasamanos, los cuales en ocasiones se sustituyen por mallas metálicas.

**Elementos verticales-Postes.-** Son elementos verticales que sostienen uno o varios pasamanos y se conectan directamente al tablero del puente, el espacio entre los postes determina el nivel de rigidez de la protección, mientras más separados estén será menos rígida. Se acostumbra utilizar una separación entre 2m y 4m [1].

**Elementos Longitudinales – Pasamanos.-**Estos elementos se disponen horizontalmente y perpendiculares a los postes. Y con frecuencia tienen igual rigidez que los postes para no transgredir la rigidez de la protección. Los pasamanos deben estar colocados a diferentes alturas tales que los peatones o ciclistas no puedan resbalar por debajo ni caer por encima de



ellos, por esta razón se utiliza dos o más elementos longitudinales para proteger al usuario.

La protección peatonal en puentes está anclada al tablero, los anclajes están ubicados en cada uno de los postes, estos están conformados por una placa base unida al pretil, este se une al tablero con tornillos de dilatación que restringen el desplazamiento en todas las direcciones.



**Figura 2.14** Elementos de protecciones peatonales [13]

### **2.3.2 Elementos de Protecciones Vehiculares**

Las protecciones vehiculares según sean alivianadas o macizas pueden tener elementos metálicos o de hormigón.

#### **a. Protecciones laterales vehiculares metálicas**

Constan de elementos metálicos tales como postes (elementos verticales) vallas vehiculares (elementos horizontales) y anclajes, en algunas ocasiones pueden tener adicionalmente bordillos de hormigón

**Postes metálicos:** Son los elementos verticales perpendiculares a la valla vehicular, dispuestos a lo largo de la protección lateral vehicular.

**Vallas vehiculares metálicas:** Son los elementos horizontales perpendiculares a los postes, distribuidos en toda la altura de la protección lateral.

Los materiales y la fabricación deben cumplir los requisitos aplicables establecidos en las Especificaciones (Sección 11 "Estructuras de Acero")

[2]) salvo que los perfiles metálicos sean fabricados de acero dulce. Tuercas y tornillos no se designan como de alta resistencia.

**Soldadura.-** Todas las soldaduras expuestas serán acabadas por desgaste o deben presentar una superficie lisa. La soldadura de materiales de aluminio se llevará a cabo por un gas inerte de arco cubierto. La antorcha o llama en el corte de aluminio no se permite [2]

**Instalación.-** Los elementos de las protecciones laterales metálicas deben ajustarse cuidadosamente previamente a la fijación en el lugar adecuado para asegurar la coincidencia en las juntas a tope, la alineación correcta, y comba en toda su longitud.

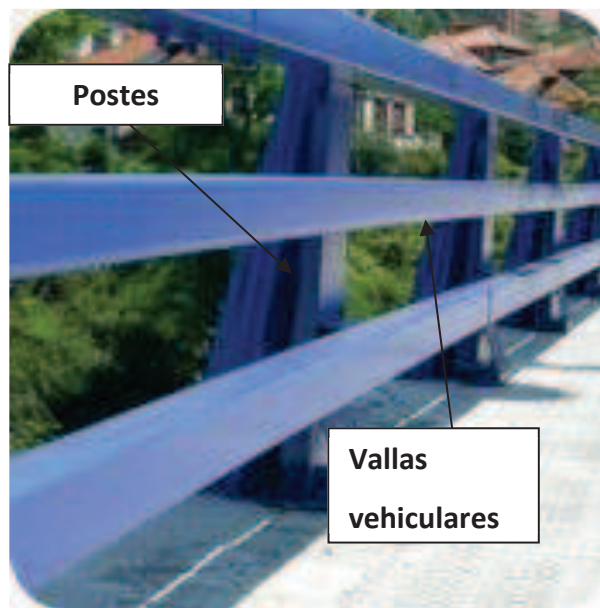
Los agujeros para las conexiones de campo serán perforados con la barandilla en su lugar tanto en la estructura, en el grado apropiado y la alineación correcta.

Cuando las piezas de aleaciones de aluminio entren en contacto con otros metales o con hormigón, las superficies de contacto deberán estar completamente recubiertas con un dieléctrico de aluminio impregnado con un compuesto de calafateo, o una junta de caucho sintético la que puede ser colocada entre las dos superficies. [2]

**Terminado.-** A menos que se indique lo contrario, tornillos, tuercas de anclaje y todas las partes de acero del pasamano serán galvanizados y en el caso de aluminio serán porciones sin pintar.

Las abrasiones menores en las superficies galvanizadas deben ser reparadas con pintura rica en zinc. Después del montaje, todos los salientes puntiagudos deberán ser retirados y la barandilla debe limpiarse de la decoloración y de materiales extraños.

Se aplicará cada mano de pintura, de película húmeda, de acuerdo a la recomendación del fabricante para obtener el espesor especificado de película seca. Se verificará la razón de aplicación de cada mano de pintura, con un medidor de espesor de película húmeda, inmediatamente después de aplicar la pintura a la superficie. Se confirmará la razón de aplicación midiendo el espesor de película de pintura seca, después de que el solvente se ha evaporado de la superficie. [2]



**Figura 2.15** Elementos de protecciones vehiculares metálicas [14]

#### **b. Protecciones laterales vehiculares de Hormigón**

Elementos:

En el caso de protecciones alivianadas: postes, vallas vehiculares con o sin bordillo, en el caso de protecciones macizas: parapetos con o sin bordillo.

**Postes:** Elementos de apoyo vertical o inclinado de una protección lateral que une la valla vehicular con el tablero del puente.

**Vallas vehiculares:** Estos elementos también conocidos como vigas son elementos de igual rigidez que los postes para no transgredir la rigidez de la protección lateral.

**Bordillos:** Plataforma o bloque dispuesto longitudinalmente a lo largo de la protección lateral, donde se apoyan los postes en el caso de una protección con bordillo.

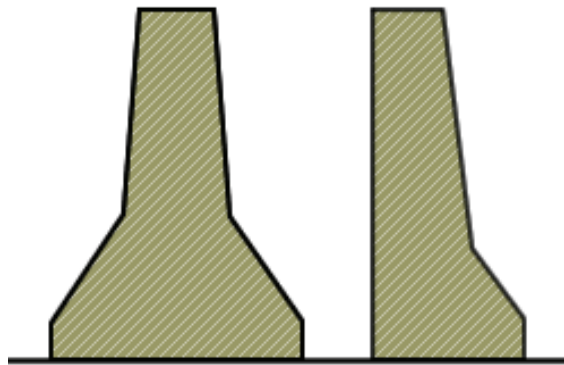
**Parapetos:** El parapeto es una protección lateral de hormigón armado; generalmente se considera como un muro de hormigón adecuadamente armado.

#### **Materiales y construcción.-**

Las protecciones de hormigón, dependiendo del diseño, puede ser construido por el colado in situ o prefabricado.



Todos los materiales y la construcción se ajustarán a los requisitos en la sección 8, "Estructuras de Hormigón" y la sección 9, "Acero de Refuerzo" [2] A menos que se especifique lo contrario, Las formas para fundición in-situ en las que las protecciones no deberán ser trasladadas hasta que las medidas adecuadas para proteger y curar el hormigón están en su lugar y el hormigón tenga la suficiente resistencia para evitar daño en la superficie o de otro tipo daño causado por la eliminación del encofrado. Las protecciones de hormigón pueden ser de varios tipos dependiendo de la estética que se quiera dar a la estructura pero se puede clasificar a estas protecciones en macizas o cerradas y alivianadas o abiertas. Las protecciones macizas son elementos de hormigón de sección rígida un ejemplo de estas protecciones son los parapetos de hormigón.



**Figura 2.16** Protecciones Vehiculares macizas o parapetos [8]

Las protecciones abiertas están constituidas por un entramado de postes y vallas vehiculares las cuales se diseñan como elementos separados: postes – elementos en voladizo, vallas vehiculares - vigas.



**Figura 2.17** Protecciones Vehiculares alivianadas de hormigón [18]

**Transiciones.-** Se debe tener muy en cuenta la transición entre protección lateral de puente y la protección en la vía, estas transiciones deben atenuar el cambio para no tener un paso brusco de una protección a otra.



**Figura 2.18** Transición en protecciones Vehiculares [21]

### **2.3.3 Protecciones laterales Combinadas Vehiculares y Peatonales**

La combinación de protección vehicular y peatonal debe satisfacer los requerimientos tanto de las protecciones peatonales con las exigencias para la contención vehicular.

Los elementos de una protección lateral combinada son:

- a) en vías de baja velocidad: Velocidades menores a 70 km/h: postes, pasamanos, vallas vehiculares, acera y bordillos, o combinación de parapeto, postes, pasamanos, acera y bordillos
- b) en vías de alta velocidad Velocidades mayores a 70 km/h: Las cominerías de circulación peatonales o de ciclistas deben tener en el borde exterior una protección lateral peatonal o ciclista respectivamente con postes y pasamanos y en el borde interno (que da hacia la calzada vehicular) una protección vehicular que puede ser un parapeto de hormigón o una protección lateral metálica con postes y valla vehicular.

**Acera:** La acera es un elemento que sirve para el flujo de peatones.

Las aceras son muy utilizadas en zonas urbanas pero se deben utilizar también en zonas rurales con desarrollo comunitario cerca de escuelas, locales de negocios y plantas industriales que resultan en

concentraciones peatonales cerca o a lo largo del camino. El uso de aceras depende del tipo de vía y de la velocidad del tráfico vehicular

Se conforman hasta el borde del exterior contiguo de la protección lateral del puente. El ancho mínimo de la vereda es de 0.60m libre desde el borde de la protección hasta el filo exterior del bordillo, esto dependerá del tráfico peatonal que se tenga sobre el puente, el alto de la vereda será el mismo del bordillo [9].

**Bordillo.-** El bordillo es una barrera baja que protege a los peatones conteniendo las ruedas de los vehículos. El bordillo debe estar asociado con una amplia acera cuando no haya otra barrera que separe la calzada de la acera.

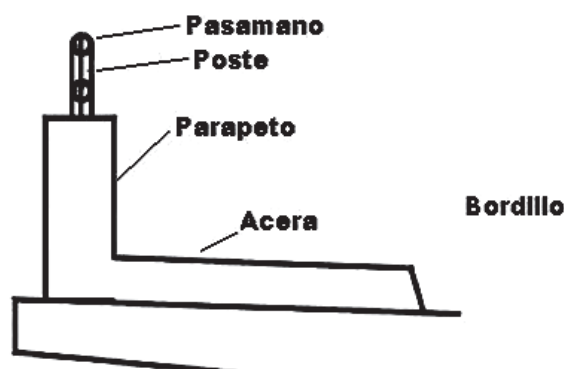
**Postes.-**En vías con velocidades menores a 70 km/h los postes estarán dispuestos sobre el parapeto de hormigón y sostendrán a la valla vehicular y a los pasamanos.

**Pasamanos.-** Se refiere a los elementos dispuestos horizontalmente y perpendiculares a los postes.

**Vallas vehiculares:** Estos elementos también conocidos como vigas son elementos de igual rigidez que los postes para no transgredir la rigidez de la protección lateral.

**Parapeto de Hormigón.-** En el caso de protecciones vehiculares y peatonales de hormigón y metal, el parapeto de hormigón es la protección vehicular

Este parapeto de hormigón armado, puede ser prefabricado u hormigonado in situ.



**Figura 2.19** Protección lateral combinada en vías con velocidades menores a 70 km/h

#### **2.3.4 Transiciones entre sistemas de contención del camino y el puente**

Particularmente en los puentes como se muestra en la Fig. 2.18, siempre es necesaria una distancia de transición para unir una protección flexible, como la comúnmente utilizada en los accesos a un puente y una defensa rígida como se utiliza en el puente.

El paso directo de una contención flexible a una rígida, puede tener resultados desastrosos para el vehículo que viene impactando la protección flexible, con una gran deflexión e impacta prácticamente en forma frontal con un elemento fijo rígido como lo es el canto de una protección rígida.

La existencia de una longitud de transición nunca debe ser dejada de lado ya que es un aspecto crítico en la seguridad de las protecciones. El diseño debe ser tal que genere un aumento gradual de la rigidez, de manera que se vaya reduciendo las deflexiones de la contención y evitar el paso brusco de un sistema flexible a un obstáculo rígido.

Este es un tema de suma importancia para la seguridad de un puente, a continuación algunos criterios a tener en cuenta:

- La longitud de la transición debe ser suficiente para que no haya deflexiones importantes en una distancia corta. Esta longitud puede tomarse entre 8 a 12 veces la diferencia entre la deflexión ante choque de las protecciones a unir.
- La unión de las protecciones debe ser diseñada para minimizar la posibilidad de enganche del vehículo que impacta, incluyendo aquellos que se crucen de carril y circulen en sentido contrario en un puente de doble sentido.
- La rigidez de la transición debe incrementarse en forma gradual y continua, esto puede lograrse disminuyendo la distancia entre postes de protecciones flexibles, incrementando la sección de los postes o con un refuerzo en los elementos longitudinales.
- El ancho del elemento longitudinal y la altura de la protección flexible en la zona de transición debe ser suficiente como para evitar el enganche o montaje de los vehículos. En algunos casos es recomendable

utilizar un elemento longitudinal adicional inferior para rigidizar el sistema e imposibilitar el ingreso del vehículo entre los postes.

- También es recomendable el empotramiento del orden de 3 postes de la transición cercanos a la protección rígida en cilindros de hormigón de 1m de profundidad
- La sección extrema esviada en una protección rígida de hormigón combinada con un sistema de postes y elementos longitudinales flexibles que van aumentando en rigidez ha demostrado tener resultados satisfactorios, los aspectos más importantes a tener en cuenta para resolver los problemas de la transición son:
  - Colocación de postes adicionales o refuerzos en su sección y fundación.
  - Secciones con dobles elementos longitudinales, con un perfil dentro de otro o enfrentados para aumentar la rigidez del sistema.
  - Altura adecuada compatible con el sistema rígido y colocación de elementos longitudinales inferiores si fuera necesario.

## **2.4. Elección del Sistema de contención de vehículos**

### **2.4.1. Prescripciones técnicas funcionales**

Para elegir el tipo de sistema protección lateral en puentes carreteros se debe considerar ciertos factores como el tipo de vía en el cual se encuentra emplazado el puente, el transito asociado a este, la velocidad de diseño del tramo vial en donde se emplaza la estructura, etc. [6].

Los criterios establecidos por la Road Design Guide de la AASHTO [1] se refieren a la funcionalidad de cada sistema y a su nivel de contención pero siempre teniendo en cuenta la seguridad vial.

Cabe señalar que en todo tipo de puentes vehiculares o peatonales se deben colocar en forma obligatoria protecciones laterales para brindar la seguridad necesaria a los usuarios.

En la tabla 2.1 se resumen los criterios generales que se deben tener en cuenta para la selección de una protección de una obra vial desde el punto de vista de los requerimientos del diseño como del mantenimiento.

Para seleccionar el nivel de contención de una protección lateral se debe poner atención a las circunstancias propias de cada tramo (tráfico,

trazado, gravedad del accidente a evitar). Además se debe tener en cuenta que los sistemas de contención alta y muy alta resultan muy rígidos frente al choque de un vehículo liviano.

Se puede aplicar los criterios de selección para un nuevo proyecto como también para un proyecto de modernización de elementos de contención de un puente ya existente.

El objetivo es identificar y seleccionar un sistema integral de elementos de contención, que en su conjunto, provean un nivel de seguridad adecuado para los usuarios de la vía. El proceso de selección de los elementos de contención ésta definido en función de la demanda de seguridad, la cual está directamente relacionada con la situación de que se quiere proteger al usuario, condicionado además por el riesgo adicional. Otros factores tenidos en consideración en el proceso son las características de operación de la vía, ilustradas a través de la velocidad de diseño y el volumen de tránsito en el año cero o año de puesta en servicio del sistema.

Otro parámetro de suma importancia en el diseño de una protección lateral de alta resistencia es su altura. Una protección lateral podrá resistir la penetración de un camión pesado, pero si no es de suficiente altura el vehículo impactante o su carga pasará por encima de la protección o se volcará luego de redireccionarse.

En casos especiales, relacionados con rutas en que existan magnitudes importantes de la componente vehículos pesados o la carga que circula es del tipo peligrosa, es posible que sea necesario adoptar directamente la instalación de elementos de alta contención.

Debe tenerse presente que nunca debe verse comprometida la capacidad de una protección de contener y redireccionar a los vehículos para los cuales fue diseñada.

Estos casos deben ser analizados cuidadosamente y se recomienda que lo haga al menos en las siguientes situaciones:

**Tabla 2.1.-** Criterios Generales para la selección de protecciones laterales  
[1]

<b>CRITERIOS</b>	<b>COMENTARIOS</b>
Capacidad de carga de la Protección lateral	Protección lateral capaz de contener y redireccionar los vehículos para los cuales fue diseñada
Deflexión de la Protección lateral	La deflexión esperada no debe exceder el espacio disponible en el terreno
Condiciones del lugar	La pendiente próxima al lugar de emplazamiento de la protección y la distancia desde la calzada son factores que descartarían la utilización de algunos tipos de protecciones
Compatibilidad	La protección lateral debe ser compatible con los terminales seleccionados y tiene que ser capaz de lograr una transición adecuada con otros sistemas de protección.
Costo	Los sistemas de protección más comúnmente usados son los consistente con su costo, no así aquellos más complejos donde el costo es significativamente mayor
<b>MANTENIMIENTO</b>	
Rutinario	Son pocos los sistemas que requieren un mantenimiento de rutina significativo
Choque	Generalmente los sistemas flexibles y semirígidos requieren mayores actividades de mantenimiento después de un choque respecto a los sistemas rígidos.
Almacenamiento de materiales	Mientras menor es el número de sistemas distintos de protecciones, menor es el inventario de piezas de repuesto y también menor el espacio de almacenaje.
Simplicidad	Los sistemas simples, además de su bajo costo, por lo general presentan menos errores de instalación y reparación.
Consideraciones estéticas	Ocasionalmente, la estética de la protección es una consideración importante en su elección.
Experiencia en terreno	El comportamiento y los requerimientos de mantenimiento de sistemas existentes deben ser monitoreados, para identificar los problemas que podrían ser minimizados o eliminados al seleccionar un sistema diferente

- Alta accidentabilidad de vehículos pesados
- Componente de vehículos pesados mayor al 50% del TMDA (tráfico medio diario anual) combinado con situaciones catalogadas como de riesgo alto o medio.
- Circulación importante de cargas peligrosas en caminos de trazado complicado y/o emplazados junto a cursos de agua. Dentro de las cargas se incluyen explosivos, materiales corrosivos, inflamables y, en general, todo elemento que pueda dañar el medio ambiente.

Además se debe tener en cuenta:

**El funcionamiento y comportamiento de cada sistema.-** Una protección lateral de un puente tiene que cumplir tres funciones: resistir las fuerzas de penetración, contener y redireccionar el vehículo y ser capaz de conectarse adecuadamente con las protecciones de aproximación al puente.

Todas las protecciones laterales de puentes diseñadas deben cumplir con las especificaciones de la AASHTO, en cuanto a su resistencia a cargas estáticas y también tendrán una resistencia adecuada para evitar la penetración de vehículos livianos.

**El costo de implantación y conservación.-** Normalmente, los costos de una protección lateral de puente se pueden agrupar en una de las siguientes tres categorías: costos iniciales de construcción, costos de mantenimiento a largo plazo y los costos de reparaciones por choques. Como regla general, el costo inicial del sistema de protecciones se incrementa a medida que aumenta su capacidad de contención y rigidez, pero rara vez se convierte en un elemento importante del costo total de construcción del puente, excepto en puentes extremadamente largos o cuando se debe utilizar una protección de alta capacidad, las cuales por su peso, inciden significativamente en el diseño de la estructura, construyéndose en general, en conjunto con la losa del puente.

Los costos de mantenimiento disminuyen significativamente a medida que se incrementa la rigidez de la protección lateral. Algunas protecciones de alta capacidad no tienen costos de mantenimiento, a menos que sean



impactadas por vehículos de alto tonelaje, para los cuales no fueron diseñadas.

Los diseños de protecciones laterales que son susceptibles a daño por impacto deben ser estandarizados lo más extensamente posible, para que el abastecimiento de sus piezas de repuesto no se convierta en un problema.

Aspectos como los mencionados son importantes en la evaluación de costos y pueden ser determinantes en la elección del sistema a utilizar.

En relación a los costos de accidentes, éstos incluyen tanto los ocasionados por el daño al vehículo como los de las posibles víctimas. Generalmente, mientras menos la deflexión de una protección mayor serán los daños causados al vehículo y sus ocupantes, sin embargo, la primera prioridad de una protección para puentes es contener los vehículos, por lo tanto, en este caso se justifica dar prioridad a esta condición aunque esto signifique descuidar aspectos como la severidad del impacto.

- **El anclaje de la estructura de contención.-** Las protecciones deben, dentro de lo posible, contar con elementos de unión o anclaje a la estructura del puente, pero se debe tener cuidado en el diseño de éstos de manera de evitar una reparación mayor al momento de tener que reemplazarla luego de un impacto. En este caso se recomienda que cuenten con sistemas de unión colapsables y reemplazables de manera fácil. Esta situación pierde relevancia si las protecciones son un elemento rígido y de alta contención, que no sufre daños luego de impactos severos.

- **Experiencia de Terreno.-** Es importante que el funcionamiento en servicio de cualquier protección lateral de puente sea evaluado para confirmar su comportamiento. Un análisis, por parte del personal de mantenimiento, de los accidentes que involucran protecciones laterales de puentes, mediante la documentación de los daños y costos de operación, puede determinar rápidamente si un diseño específico está funcionando a toda su capacidad o, si pueden hacerse cambios para mejorar su comportamiento o para disminuir sus costos de reparación.

- **Compatibilidad.-** Cuando la protección lateral de aproximación al puente difiere significativamente en rigidez, altura o en las características de deflexión con respecto a la protección lateral del puente, usualmente se requiere una sección de transición.

En casos de carreteras de bajas velocidades y con aceras entre la calzada y la protección del puente, no se requieren transiciones de alto rendimiento, sin embargo, es importante contar con un diseño adecuado y seguro para los peatones y vehículos. Los diseños más recomendados para estas situaciones consisten en la ubicación de una protección entre el pasillo peatonal y la calzada, pero conocidas las restricciones de espacio, esta solución no es siempre factible y en ese caso se utiliza solo una protección lateral, que pueda cumplir el objetivo de proteger sólo de una caída a los peatones.

- **Aspectos Estéticos.-** Aunque no existe duda que la estética en una protección lateral de puente es particularmente importante, por ejemplo en vías elevadas o caminos dentro de parques, nunca se debe sacrificar la seguridad ni el funcionamiento de la protección.

Cualquier diseño de protección de puente que no se haya hecho de acuerdo a los estándares establecidos y que su diseño este motivado primordialmente por parámetros estéticos, debe ser ensayado antes de ponerse en funcionamiento.

Es frecuente encontrar diseños especiales de protecciones laterales de puentes realizados especialmente con fines estéticos o artísticos. Estos diseños pueden complementar de manera satisfactoria los requerimientos de seguridad con un diseño armónico.

No se debe olvidar que los puentes, especialmente aquellos de grandes dimensiones, se constituyen en obras de interés público no solo por su funcionalidad, sino por su diseño. Muchos de éstos son considerados verdaderas obras de arte o representativos de ciudades y lugares de interés.

#### **2.4.2. Consideraciones del riesgo de accidente para el diseño**

Al momento de realizar la selección del sistema a usar es muy importante considerar tanto las condiciones actuales como las condiciones futuras.

No es lo igual tener un accidente donde un vehículo se sale del puente y termina en algún sitio en el cual no existe gran riesgo para varias personas como un terreno abierto destinado a producción agrícola, que si ese mismo vehículo terminara en una escuela o en la línea férrea.

Todo accidente puede ser sumamente grave, dependiendo de las circunstancias, sin embargo, algunos factores específicos aumentan las consecuencias de tener un accidente leve o grave.

Por esa razón durante el proceso de selección y diseño de los correspondientes sistemas de contención o protección vehicular es conveniente tomar en consideración los siguientes factores de riesgo:

- **Riesgo Alto: Nivel 2**

a. Zonas de velocidades de diseño mayor a 70 Km/h y peligros de caída en:

1.- Vías Férreas

2.- Caminos Principales y Autopistas

3.- Áreas residenciales, establecimientos públicos, instalaciones industriales o similares, campos minados, aguas de profundidad superior a un metro y/o de gran corriente.

b. Zonas de alta accidentalidad relacionada con la pérdida de control de los vehículos.

- **Riesgo Alto: Nivel 1**

a. Zonas de velocidades de diseño menor o igual a 70 Km/h y peligros de caída en:

1.- Vías Férreas

2.- Caminos Principales y Autopistas

3.- Áreas residenciales, establecimientos públicos, instalaciones industriales o similares, campos minados, aguas de profundidad superior a un metro y/o de gran corriente.

b. Probabilidad de impacto sobre estanques de combustibles, torres de alta tensión, almacenamiento de productos químicos o riesgos similares ubicados en la zona definida como despejada.

c. Zonas de restricciones geométricas puntuales y aisladas que generen una condición forzada y que estén emplazadas o tengan inserto las

situaciones de obstáculos u otro elemento ubicado dentro de la zona despejada que pueda generar la caída de objetos de gran masa al ser impactados.

- **Riesgo Alto: Nivel 0**

b. Todas las situaciones que requieren de un elemento de contención y que no son agravadas por condiciones de riesgo adicional.

## **2.5. Criterios de implantación**

La siguiente guía indica cuándo se utilizan los diferentes tipos de protecciones laterales:

- Se utiliza una protección lateral para tráfico vehicular cuando el puente será utilizado exclusivamente por tráfico carretero.
- Solamente se utiliza una protección lateral combinada junto con un bordillo y una acera sobreelevados en las carreteras de baja velocidad.
- En las carreteras de alta velocidad, la vía peatonal o ciclovía debería tener tanto una protección lateral para peatones o ciclistas en su parte externa como una protección lateral combinada en su parte interna.
- Se debería considerar el uso de puentes peatonales independientes del puente carretero si la cantidad de tráfico peatonal o algún otro factor de riesgo así lo indican.

Las caras internas de las protecciones laterales combinadas que separan las aceras de las calzadas adyacentes funcionan como protecciones para peatones o ciclistas. Cuando la altura de estas protecciones por encima de la superficie de la acera es menor que la altura mínima requerida para las protecciones para peatones o ciclistas, según corresponda, el Diseñador puede agregar elementos adicionales, tales como rieles metálicos en la parte superior de la protección lateral combinada.

Los elementos adicionales se deben diseñar considerando las fuerzas de diseño para protecciones laterales para peatones o ciclistas, según corresponda.

El anclaje de la protección lateral al tablero:

- Será fácilmente sustituible en caso de choque, excepto en el caso de protecciones laterales de hormigón, contruidos “in situ”.

- Tendrá una resistencia límite no superior a la del elemento al que se sujete, pues de lo contrario un choque dañaría a éste.

En caso de disponer protecciones laterales de hormigón, éstos deberán ser prefabricados, salvo que su modulación no se ajuste geométricamente a la curvatura de la estructura. Se admitirá como flecha máxima del borde de la estructura a la de la protección lateral,  $1/200$  de la longitud del módulo prefabricado; es decir, para el empleo de módulos de 6 m, el radio ha de ser superior a 150 m. Sólo cuando los módulos no puedan ajustarse a la curvatura, se admitirá el empleo de protecciones laterales hormigonadas “in situ”

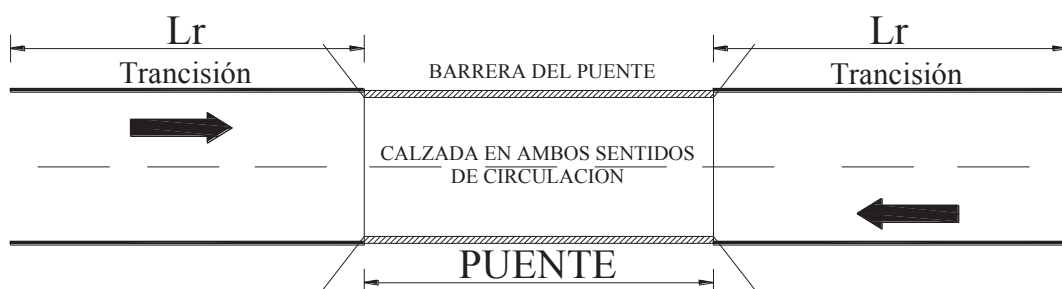
## 2.6. Disposición de las protecciones laterales

### 2.6.1 Disposición de las protecciones laterales: longitudinal, transversal y en altura

#### Disposición Longitudinal

En puentes se dispondrán siempre protecciones en el borde del tablero. Las protecciones laterales se situarán paralelas al eje del puente (aunque en puentes en curva se pueden adoptar otras disposiciones para reducir el ángulo de choque), de forma que intercepten la trayectoria de vehículos fuera de control, que de no existir aquéllas, llegarían al borde del tablero o estructura.

Una protección lateral se recomienda sean iniciados (sin contar la longitud de anclaje) antes de la sección en que empieza la zona, obstáculo o borde de tablero, a una distancia  $L$  de 100 metros en una calzada de dos sentidos de circulación y de 140 metros en una calzada de un solo sentido de circulación.



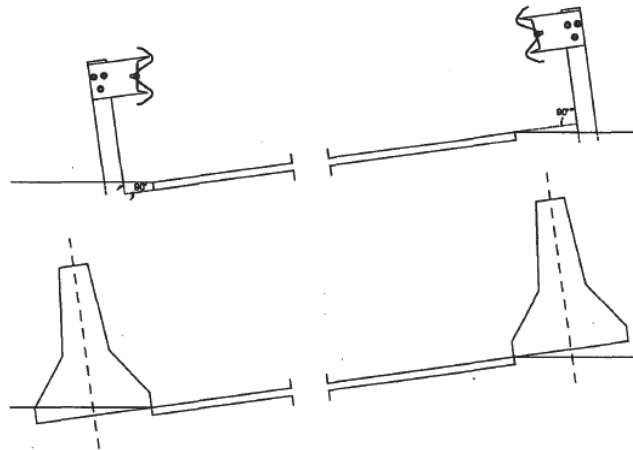
**Figura. 2.20** Distancia de comienzo de la protección lateral a la sección del puente [6] (vista en planta).

- **Disposición en Altura**

Para las protecciones laterales la altura estará determinada por el diseño especificado mediante las especificaciones AASHTO para puentes de carretera. [2,7]

### **2.6.2. Inclinación**

Durante su instalación o puesta en obra, se cuidará especialmente la inclinación de la protección lateral respecto de la plataforma o tablero, de forma que resulte perpendicular a ésta.



**Figura 2.21** Inclinación de protecciones laterales [6]

## **CAPITULO 3**

### **DISEÑO DE PROTECCIONES LATERALES PARA PUENTES DE CARRETERA SEGÚN ESPECIFICACIONES AASHTO ESTÁNDAR**

#### **3.1. Dimensiones aceptables y Cargas de diseño en Protecciones laterales vehiculares**

Las especificaciones Estándar para el diseño de puentes de carretera de la AASHTO [2], cuya última actualización correspondió a la 17ª Edición del año de 2002, dejó de utilizarse para el diseño de puentes nuevos en los EEUU, en diciembre del 2006, establecen que las protecciones laterales de los puentes de carretera se diseñan aplicando el criterio de los esfuerzos de trabajo de los materiales o método elástico.

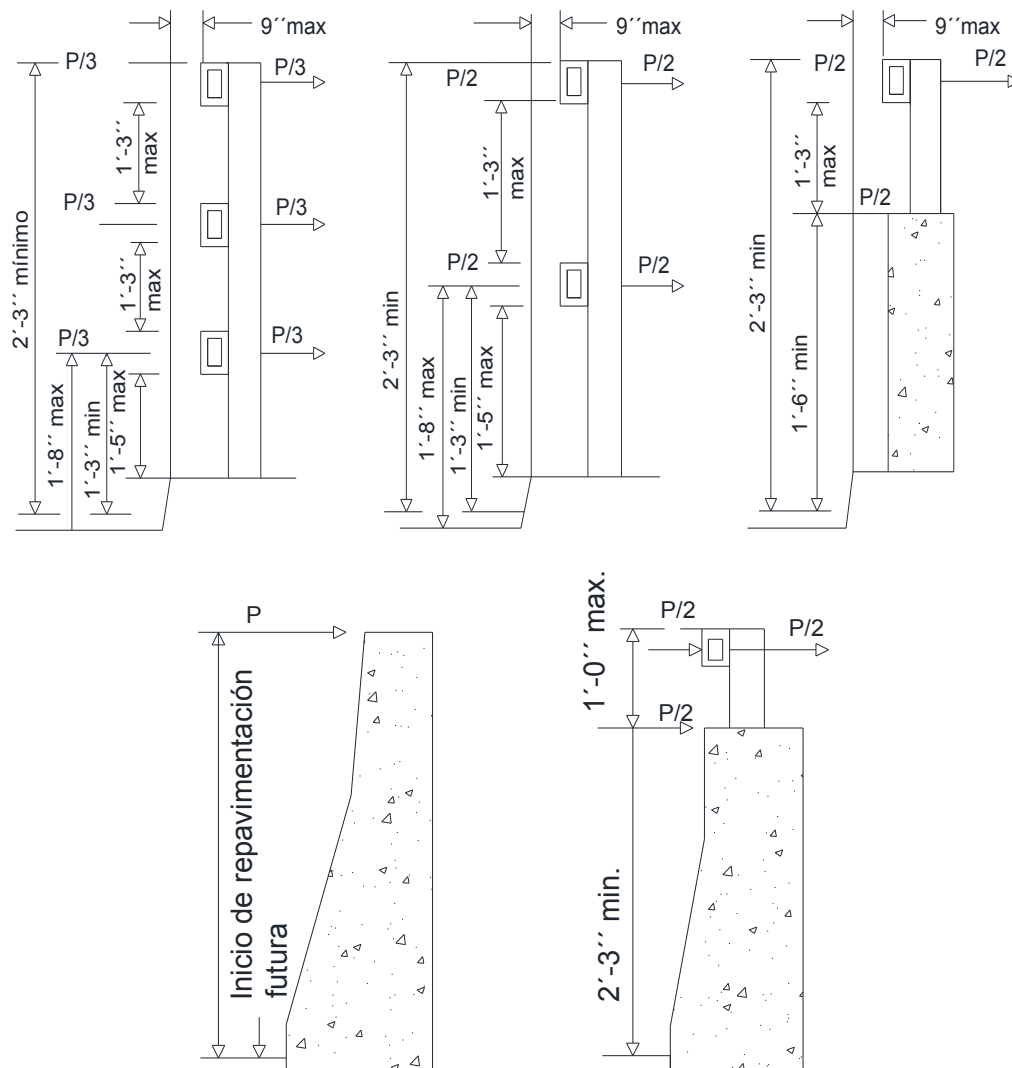
Las protecciones vehiculares no serán inferiores a 2 pies y 3 pulgadas (64 cm) desde la parte superior de la superficie de referencia. Los parapetos diseñados con frentes inclinados son destinados para permitir a los vehículos que puedan desplazarse en superficies de contacto inclinadas con un ángulo bajo que será de 2 pies 8 pulgadas (81 cm) en altura.

Para las protecciones vehiculares, el espacio libre máximo por debajo del elemento longitudinal inferior no excederá 17 pulgadas (43 cm) y el espacio libre máximo entre los elementos longitudinales sucesivos no excederá 15 pulgadas (38 cm).

Las cargas transversales sobre los postes, igual a  $P$ , serán distribuidos como se muestra en la Figura 3.22. Una carga igual a la mitad de la carga transversal en un poste simultáneamente se aplicara longitudinalmente, dividida entre no más de cuatro postes en una longitud de viga continua. Cada poste también se diseñara para resistir una aplicación de forma independiente hacia el interior a un cuarto de la carga transversal hacia afuera.

La unión de cada elemento longitudinal requerida en una protección lateral de puentes será diseñada para resistir una carga vertical igual a un cuarto de la carga de diseño transversal del elemento longitudinal. La carga vertical será aplicada hacia arriba y hacia abajo alternadamente. La

unión además será diseñada para resistir una carga transversal interior igual a un cuarto la carga de diseño transversal.



**Figura 3.1** Distribución de cargas en protecciones vehiculares [2]

Las vallas vehiculares se diseñan para un momento, debido a las cargas concentradas, en el centro del panel y en los postes de  $P'L/6$  donde  $L$  es la separación entre los postes y  $P'$  es igual a  $P$ ,  $P/2$  o  $P/3$  y estas se aplican según la protección lateral a utilizarse como se muestra en la figura 3.1. Los pasamanos en protecciones combinadas son diseñados para un momento en el centro del panel de:

$$M = 0,1 w L^2;$$

En donde:

$M$  = .Momento de diseño para pasamanos en protecciones combinadas

$w$  = carga peatonal: 50 libras por pie lineal (0.75 kg por centímetro lineal)



L = Separación entre los postes

La fuerza transversal en un parapeto de concreto se extiende sobre una longitud de 5 pies (1,50m).

Las distintas protecciones mostradas en la Figura 3.1 son permitidas siempre y cuando cumplan las prescripciones antes mencionadas, en donde:

P= Carga diseñada para carretera = 10 000 libras (4545 kg)

h= Altura de la parte superior del elemento longitudinal superior sobre la superficie de la capa de rodadura.

L= Espacio entre postes

### **3.2. Dimensiones aceptables y Cargas de diseño para protecciones laterales peatonales y para ciclovías**

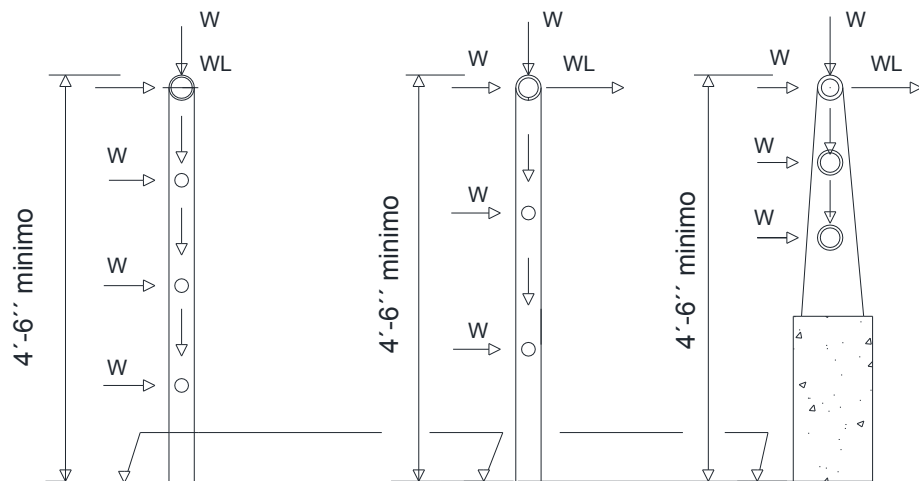
#### **3.2.1. Protecciones laterales en puentes para ciclovías**

La altura mínima de una protección para proteger a un ciclista será de 54 pulgadas (137 cm), medida desde la parte superior de la superficie en la que bicicleta monta a la parte superior del elemento longitudinal superior.

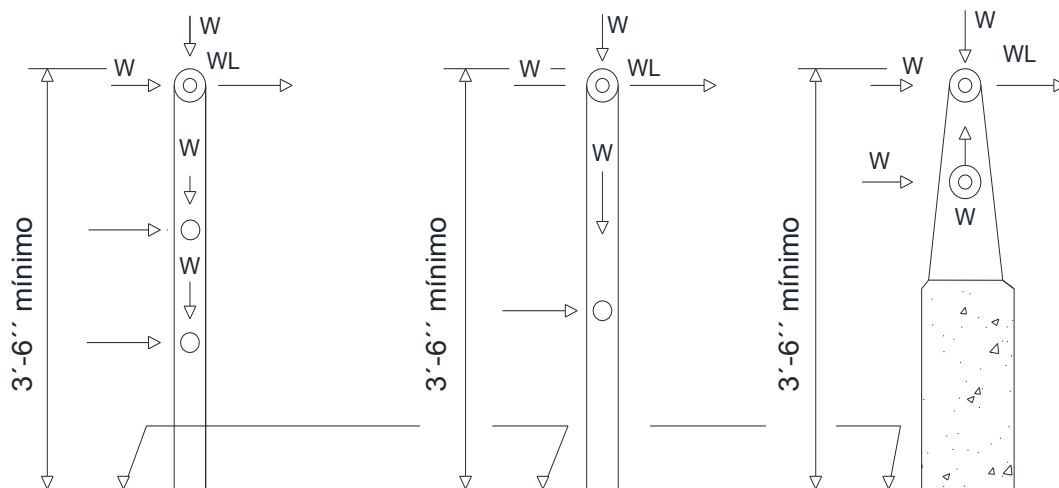
Los postes del conjunto de protecciones para ciclovías estarán situados de tal manera que una esfera de 6 pulgadas (15 cm) no pasara a través de ninguna abertura que dejen estos elementos. Dentro de una franja bordeada por los pasamanos a alturas de 27 y 54 pulgadas (68.58 cm y 137 cm), los elementos estarán situados de tal manera que una esfera de 8 pulgadas (20 cm) no pasara a través de ninguna abertura. Si un conjunto de protecciones emplea elementos horizontales y verticales, los requisitos de separación se aplicara a uno o al otro, pero no a ambos.

La carga mínima diseñada para protecciones de bicicleta  $w$  es de **50 libras por pie lineal (0.75 kg por centímetro lineal)** en cada elemento longitudinal.

Los postes son diseñados para una carga transversal de  $wL$  (donde  $L$  es el espacio del poste) actuando al centro de gravedad de lo más alto del elemento longitudinal, pero a la altura no mayor a 54 pulgadas (137 cm).



**Figura 3.2** Distribución de cargas en protecciones para ciclistas [2]



**Figura 3.3** Distribución de cargas en protecciones para peatones. [2]

### 3.2.2. Protecciones para peatones

• Se tiene tres distintas configuraciones de la protección lateral estas pueden ser tomadas como se ve en la figura 5.3 ó se puede disponer de otra configuración por estética un poco más vistosa pero nunca se debe dejar de lado las regulaciones en cuanto a dimensiones y a la aplicación de cargas de diseño.

- Las dimensiones están en pies y en pulgadas
- Las cargas en la izquierda son aplicadas a los pasamanos
- Las cargas en la derecha son aplicadas a los postes

Dónde:

w= Carga peatonal por unidad longitudinal de pasamanos

L= Espacio entre postes

La altura mínima de una protección peatonal es de 42 pulgadas (107 cm) medidas desde la parte superior de la ciclovía a la parte superior de los pasamanos. Dentro de una banda limitada con la superficie de la calzada y un pasamanos a 27 pulgadas (69 cm) por encima de éste, todos los elementos del conjunto de la protección estarán situados de tal manera que una esfera de 6 pulgadas (15 cm) no pasara a través de ninguna abertura. Para elementos entre 27 y 42 pulgadas (69 cm y 107 cm) sobre la superficie de la calzada, los elementos estarán situados de tal manera que una esfera de 8 pulgadas (20 cm) no pase a través de ninguna abertura.

La carga mínima diseñada para protecciones laterales peatonales es de **w= 50 libras por pie lineal (0.75 kg por centímetro lineal)**, transversalmente y verticalmente, actuando simultáneamente en cada elemento longitudinal. Los elementos de las protecciones situado a más de 5 pies (13 cm) sobre la calzada serán excluidos de estos requerimientos.

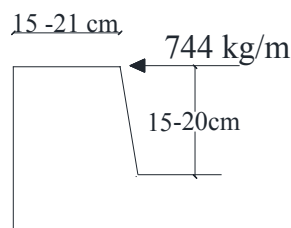
Los postes serán diseñados para una carga transversal  $wL$  (donde L es la separación entre postes) actuando al centro de gravedad de lo más alto del elemento longitudinal, a 5 pies 0 pulgadas (13 cm) máximo sobre la calzada.

### 3.3. Dimensiones aceptables y Cargas de diseño en otros elementos

#### 3.3.1. Bordillo

La altura del bordillo varía de 15 a 20 cm desde la superficie de la calzada y tiene un ancho que varía de 15cm a un máximo de 21 cm.

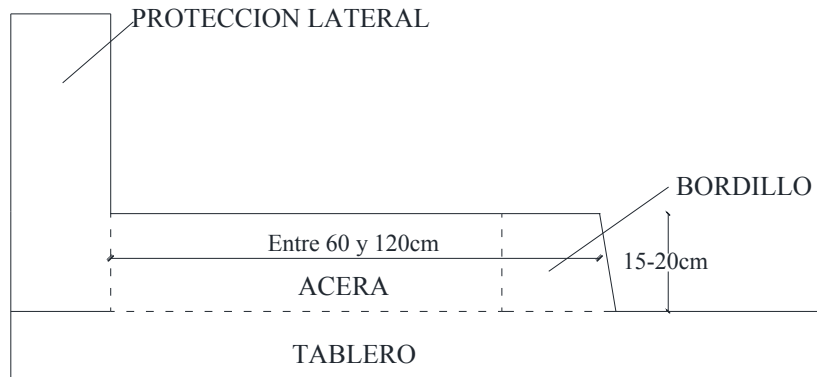
El bordillo se considera independiente de la vereda y sometido a una carga de 744 Kg por metro lineal aplicada en el borde superior del mismo como se indica en la figura 3.4.



**Figura 3.4** Dimensiones y distribución de carga en bordillo

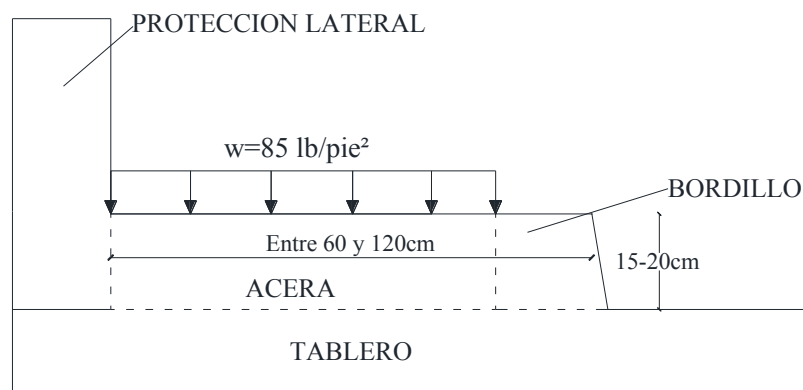
### 3.3.2. Acera

La altura de la acera estará determinada por la altura del bordillo, el ancho mínimo de la acera será de 60 cm como mínimo a 120 cm medida desde la cara exterior del bordillo como se muestra en la figura 3.5.

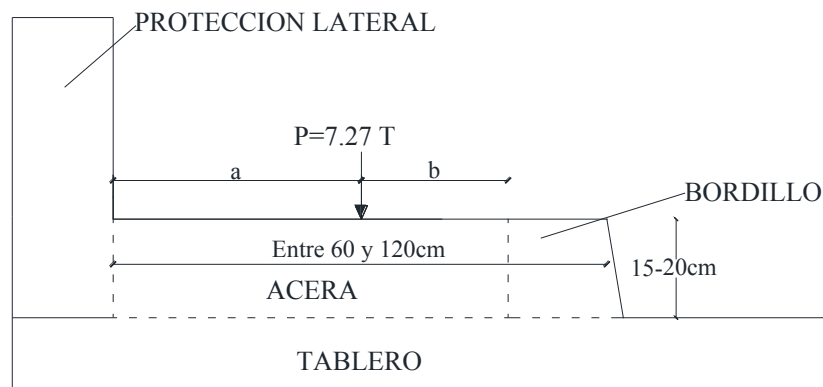


**Figura 3.5** Dimensiones de acera

La carga que se debe aplicar a la acera será la más crítica entre la carga peatonal  $w$  de 80 lb/pie<sup>2</sup> y la carga de rueda accidental de 7.27 T aplicadas como se muestra en las figuras 3.6 y 3.7.



**Figura 3.6** Carga peatonal en acera



**Figura 3.7** Carga accidental de rueda en acera

Cuando se trate de diseñar el voladizo de la sección transversal del puente, se considera la distancia de la carga de rueda en la posición de máxima excentricidad accidental (rueda sobre la acera) e igual a 30 cm medida desde la cara interna del poste o de la cara del elemento más sobresaliente de la protección lateral hacia el interior del puente.



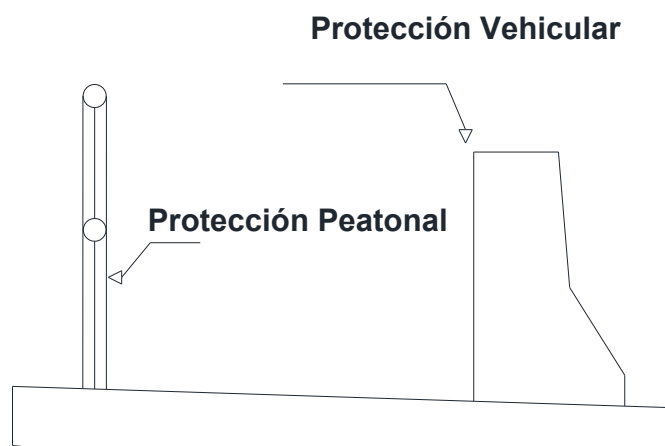
## CAPITULO 4

### DISEÑO DE PROTECCIONES LATERALES PARA PUENTES DE CARRETERA SEGÚN ESPECIFICACIONES AASHTO, POR LOS ESTADOS LÍMITE

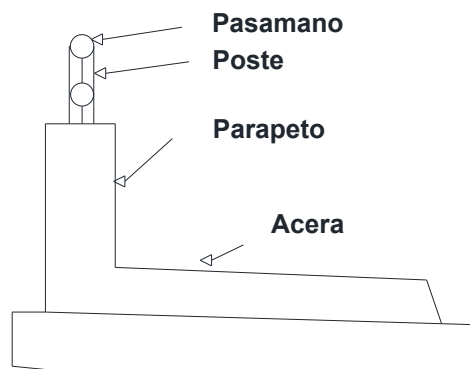
#### 4.1 Elementos o componentes de protecciones laterales, Disposiciones generales [7]

Las protecciones laterales combinadas en puentes de carretera para tráfico vehicular se utilizan:

- Solamente se utiliza una protección combinada junto con un bordillo y una acera sobreelevados en las carreteras de baja velocidad, velocidad igual o menor a 70 km/h;
- En las carreteras de alta velocidad, velocidad mayor a 70 km/h, la vía peatonal o ciclovía debe tener tanto una protección para peatones o ciclistas en su parte externa como una protección vehicular en su parte interna;
- Se debe considerar el uso de puentes peatonales independientes del puente carretero si la cantidad de tráfico peatonal o algún otro factor de riesgo así lo indican; y estos puentes deben tener una protección lateral de uso peatonal.



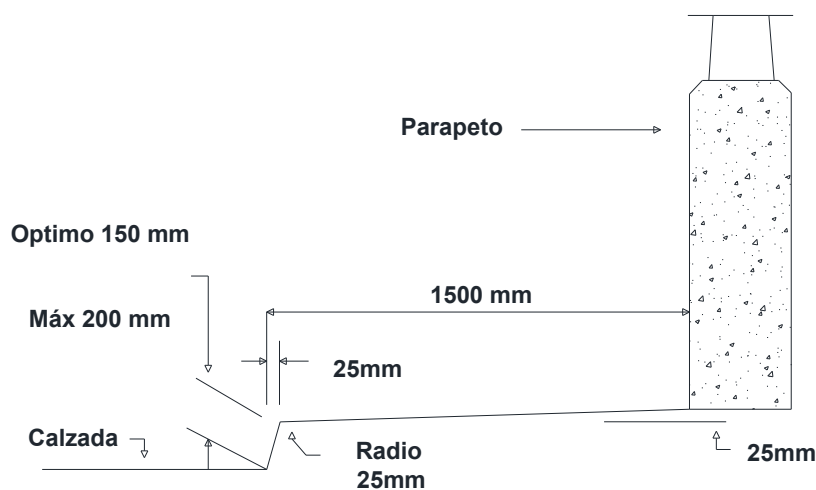
**Figura 4.1** Protección Combinada: peatonal y vehicular separadas en un puente para velocidades mayores a 70 km/h [7]



**Figura 4.2** Protección Combinada: peatonal y vehicular en un puente para velocidades menores o iguales a 70 km/h [7]

#### 4.2. Dimensiones admisibles

##### Bordillo:



**Figura 4.3** Bordillo y Acera [7]

Las mediciones horizontales del ancho de la calzada se deben tomar a partir de la parte inferior de la cara del bordillo. Un bordillo de una acera ubicado del lado de una protección de un puente correspondiente al tráfico se considera parte integral de la protección.

##### Acera:

La altura del bordillo para las aceras sobreelevadas en el puente no debe ser mayor que 200 mm. Si se requiere un bordillo, la altura del bordillo no debe ser menor que 150 mm. Si la altura del bordillo en el puente difiere de la altura del bordillo fuera del puente se debe proveer una transición uniforme en una distancia mayor o igual que 20 veces el cambio de altura.



### 4.3 Cargas de diseño

#### 4.3.1 Cargas de diseño para protecciones peatonales y para ciclistas

La carga viva de diseño para las protecciones para peatones se debe tomar como  $w = 0,73 \text{ N/mm}$ , tanto transversal como verticalmente, actuando en forma simultánea. Además, cada elemento longitudinal o pasamano debe estar diseñado para una carga concentrada de 890 N, la cual debe actuar simultáneamente con las cargas previamente indicadas en cualquier punto y en cualquier dirección en la parte superior del pasamano.

Los elementos verticales o postes de las protecciones laterales en puentes para peatones se diseñan para una carga viva concentrada de diseño, aplicada transversalmente en el centro de gravedad del pasamano o elemento longitudinal superior, en el caso de las protecciones cuya altura total es mayor que 1500 mm, en un punto ubicado 1500 mm por encima de la superficie de paseo. El valor de la carga viva concentrada de diseño para los postes,  $P_{LL}$ , en N, se toma:

$$P_{LL} = 890 + 0,73 L \quad (4.1)$$

Dónde:

$P_{LL}$  = Carga viva concentrada para los postes

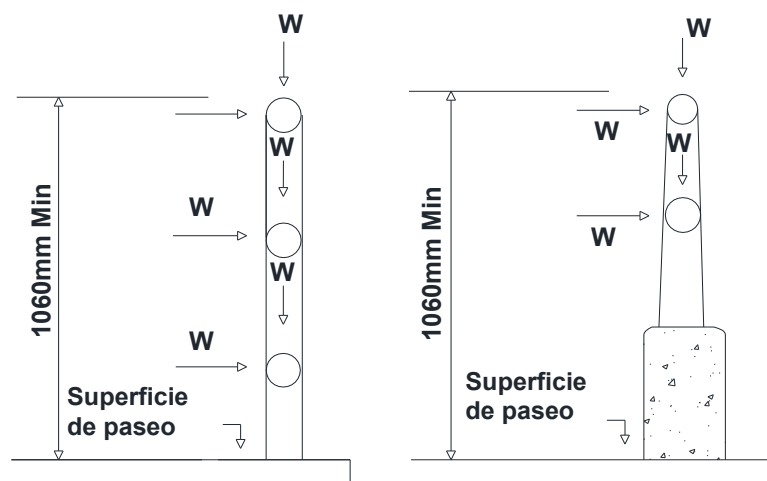
L = Separación entre postes (mm)

La carga de diseño para protecciones donde se use malla metálica debe ser igual a  $7,2 \times 10^{-4} \text{ MPa}$  actuando de forma normal a la totalidad de la superficie.

Las cargas vivas se consideran aplicadas como se ilustra en la Figura 4.4, en la cual la geometría de los elementos de las protecciones sirve apenas a título ilustrativo. Se puede utilizar cualquiera de los materiales o combinaciones de materiales, sea hormigón, metal, etc.

Dónde:

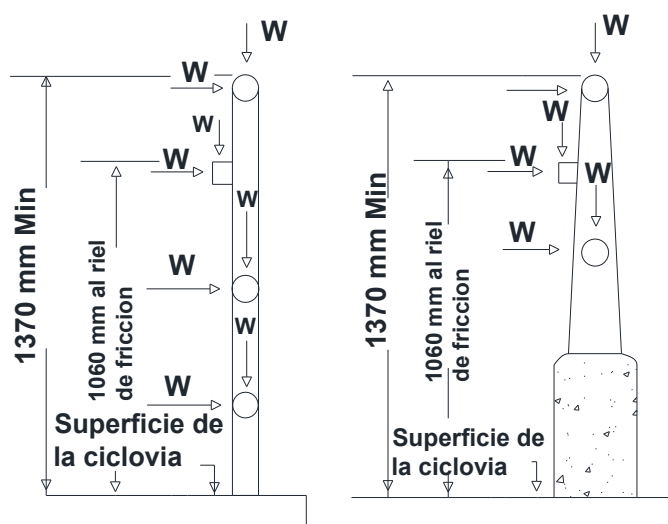
w: carga viva de diseño para protecciones laterales peatonales: 0.73 N/mm



**Figura 4.4** Distribución de la carga viva en las protecciones peatonales [7]

En protecciones para ciclistas si el pasamano superior o elemento longitudinal está ubicado a una altura mayor que 1370 mm por encima de la superficie de paseo, las cargas de diseño se determinan por el Diseñador. Las cargas de diseño para los 1370 mm inferiores de las protecciones para ciclistas no deben ser menores que las especificadas para protecciones peatonales, excepto en el caso de las protecciones cuya altura total es mayor que 1370 mm la la carga viva de diseño de los postes se aplica en un punto ubicado a una altura de 1370 mm de la superficie de paseo.

Las cargas se consideran aplicadas como se ilustra en la Figura 4.5. Se pueden utilizar cualquiera de los materiales o combinaciones de materiales sea hormigón, metal, etc.



**Figura 4.5** Distribución de cargas en protecciones para ciclistas [7]

Dónde:

w: carga viva de diseño para protecciones laterales para ciclistas: 0.73

N/mm

#### **4.3.2 Cargas de diseño para protecciones vehiculares**

##### **Criterios para Seleccionar el Nivel de la capacidad de carga**

Los niveles de capacidad de carga de las protecciones laterales vehiculares según las Especificaciones AASHTO (LRFD-2005) [7] son:

- **TL-1** – Nivel de Impacto Uno: Aceptable para puentes emplazados en vías en zonas de trabajo con velocidades bajas y en calles locales, tráfico de bajo volumen y velocidad;
- **TL-2** – Nivel de Impacto Dos: Aceptable para las zonas de trabajo y la mayor parte de las calles locales y colectoras en las cuales las condiciones del sitio de emplazamiento son favorables; y tráfico combinado con un pequeño número de vehículos pesados y baja velocidad de circulación;
- **TL-3** – Nivel de Impacto Tres: Aceptable para carreteras principales con tráfico de alta velocidad y reducida presencia de vehículos pesados y condiciones del sitio de emplazamiento favorable;
- **TL-4** – Nivel de Impacto Cuatro: Aceptable para la mayoría de puentes en carreteras de alta velocidad, autovías, autopistas y carreteras interestatales y tráfico combinado que incluye camiones y vehículos pesados;
- **TL-5** – Nivel de Impacto Cinco: Aceptable para las mismas condiciones que para el nivel TL-4 y cuando el tráfico medio diario contiene una proporción significativa de grandes camiones o para condiciones desfavorables del sitio de emplazamiento; y
- **TL-6** – Nivel de Impacto Seis: Aceptable para puentes en carreteras con tráfico pesado constituido por vehículos tipo tanquero o cisterna o con el centro de gravedad elevado, y condiciones desfavorables del sitio de emplazamiento.

Los niveles de impacto individuales son determinados para evaluar uno o más de los principales factores que afectan el comportamiento de la protección lateral del puente, los cuales incluyen el comportamiento

estructural, el riesgo para los ocupantes del vehículo y el comportamiento del vehículo luego del impacto. En general, los niveles de impacto más bajos se aplican para evaluar y seleccionar protecciones de puentes a utilizar en segmentos de carreteras de bajo nivel de servicio y ciertos tipos de zonas de trabajo.

Los niveles de impacto más elevados se aplican para evaluar y seleccionar protecciones de puente a utilizar en carreteras de nivel de servicio más alto o en ubicaciones que exigen un comportamiento especial.

En este sentido, las protecciones laterales vehiculares tipo TL-4 se puede considerar que satisfacen la mayoría de los requisitos de diseño para autopistas y carreteras de 1º orden.

Características de los vehículos	Pequeños automóviles		Camionetas (Pickups)	Camión Semi-remolque	Camión con remolque		Camión Cisterna
W (N)	7000	8000	20000	80000	220.000	355.000	350.000
B (mm)	1700	1700	2000	2300	2450	2450	2450
G (mm)	550	550	700	1250	1630	1850	2050
Ángulo de impacto, $\theta$	20°	20°	25°	15°	15°	15°	15°
Nivel de resistencia	VELOCIDADES DE CIRCULACION (km/h)						
TL-1	50	50	50	N/A	N/A	N/A	N/A
TL-2	70	70	70	N/A	N/A	N/A	N/A
TL-3	100	100	100	N/A	N/A	N/A	N/A
TL-4	100	100	100	80	N/A	N/A	N/A
TL-5	100	100	100	N/A	N/A	80	N/A
TL-6	100	100	100	N/A	N/A	N/A	80

**Tabla 4.1** Niveles de resistencia de las protecciones vehiculares de puentes [7]

En los tableros correctamente diseñados los mayores daños provocados por el impacto de los vehículos ocurren en secciones cortas de las áreas de la losa en las cuales se produce el impacto contra la protección lateral. Las fuerzas de diseño para protecciones laterales vehiculares y los criterios geométricos se toman como se indica en la Tabla 4.2. No se

aplican las cargas transversales y longitudinales indicadas en la Tabla 4.2 simultáneamente con las cargas verticales. Las cargas verticales se aplican de manera independiente de las demás tomando al elemento aislado de las demás cargas.

La altura efectiva de la fuerza de volcamiento de un vehículo se toma de la siguiente manera:

$$H_e = G - \frac{WB}{2F_t} \quad (4.2)$$

Dónde:

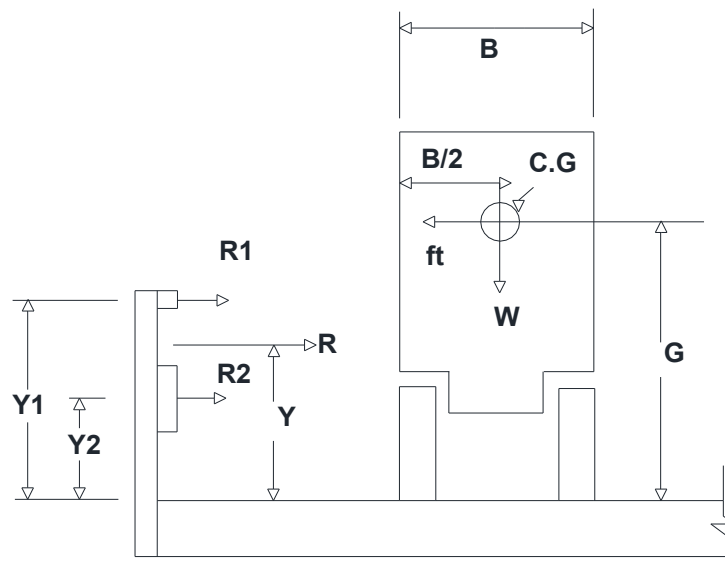
$H_e$  = altura efectiva de la fuerza de volcamiento del vehículo

$G$  = altura del centro de gravedad del vehículo por encima del tablero del puente, (mm)

$W$  = peso del vehículo correspondiente al nivel de ensayo requerido, (N)

$B$  = separación entre los bordes exteriores de las ruedas de un eje, (mm)

$F_t$  = fuerza transversal correspondiente al nivel de impacto requerido, (N)



**Figura 4.6** Protección para tráfico vehicular [7]

Las protecciones laterales se deben dimensionar de manera que la resistencia total de la protección sea mayor o igual que la fuerza transversal correspondiente al nivel de impacto requerido:

$$R \geq F_t \quad (4.3)$$

$R$  = Resistencia última total de la protección lateral, es decir su resistencia nominal (N)

$F_t$  = fuerza transversal correspondiente al nivel de impacto requerido, (N)

La altura del elemento longitudinal diseñado debe ser mayor que la altura mínima establecida en la tabla 4.2.

$$Y \geq H \quad (4.4)$$

$Y$  = Altura de la protección lateral

$H$  = Altura efectiva de la protección lateral

para lo cual la sumatoria de las resistencias de cada elemento, postes, vallas vehiculares, de la protección lateral debe ser igual a la resistencia total de la protección lateral aliviada.

$$R = \sum R_i \quad (4.5)$$

La altura de la protección lateral estará determinada por la siguiente ecuación:

$$\bar{Y} = \frac{\sum \frac{R_i}{Y_i}}{\bar{R}} \quad (4.6)$$

Dónde:

$R_i$  = resistencia de cada elemento de la protección lateral (N)

$Y_i$  = distancia desde el tablero del puente hasta el elemento longitudinal (mm)

$Y$  = Altura de la protección lateral

$R$  = Resistencia última total de la protección lateral, es decir su resistencia nominal (N)

Todas las fuerzas se deben aplicar a las vallas vehiculares. La distribución de las cargas longitudinales a los postes debe ser consistente con la continuidad de las vallas vehiculares. La distribución de las cargas longitudinales debe ser consistente con el mecanismo de falla supuesto para la protección lateral.

Si la resistencia total,  $R$ , de una protección formada por postes y vigas con múltiples elementos longitudinales es significativamente mayor que la carga aplicada por impacto del vehículo,  $F_t$ , se podrá reducir la resistencia,  $R_i$ , del elemento longitudinal inferior utilizada en los cálculos.

El valor reducido de  $R$  aumentará el valor calculado de  $Y$ . La resistencia ideal total reducida del elemento longitudinal y su altura efectiva deben satisfacer las Ecuaciones 4.5 y 4.6.

Se ha demostrado que la Ecuación 4.2 permite predecir razonablemente la altura efectiva requerida para evitar el volcamiento de los vehículos.

Si la carga de diseño ubicada en  $H_e$  se encuentra en un espacio entre elementos longitudinales, esta carga se debe distribuir proporcionalmente entre los elementos por encima y por debajo de  $H_e$  de manera tal la altura de la protección lateral sea mayor o igual a

$$H_e, Y \geq H_e.$$

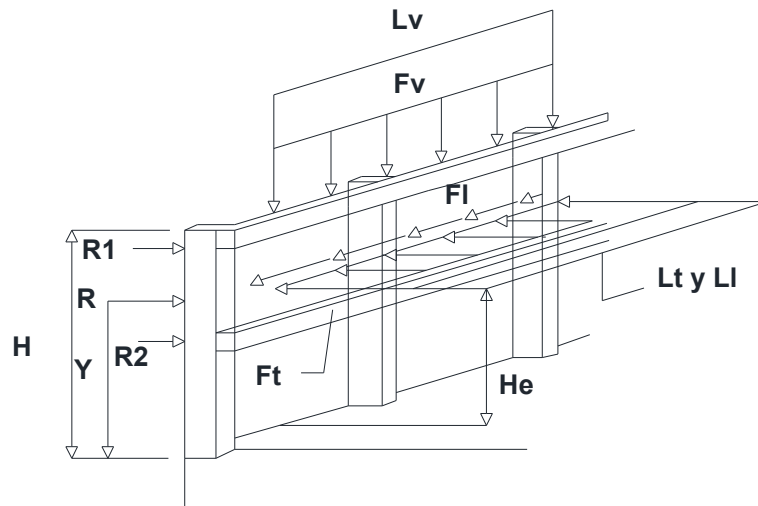
La mínima altura efectiva,  $H_e$ , para TL-1 corresponde a una estimación en base a la limitada cantidad de información disponible para este nivel de ensayo.

La altura mínima,  $H$ , de 1070 mm indicada en la Tabla 4.2 para TL-5 se basa en la altura utilizada para protecciones de hormigón que resisten el choque de los neumáticos del camión. Para las protecciones de puentes formadas por postes y elementos longitudinales metálicos puede ser prudente aumentar esta altura sumándole 305 mm. [7]

Fuerza de diseño	Niveles de capacidad de carga para Protecciones laterales vehiculares					
	TL-1	TL-2	TL-3	TL-4	TL-5	TL-6
Transversal $F_t$ (N)	60.000	120.000	240.000	240.000	550.000	780.000
Longitudinal $F_L$ (N)	20.000	40.000	80.000	80.000	183.000	260.000
Vertical descendente $F_v$ (N)	20.000	20.000	20.000	80.000	355.000	355.000
$L_t$ y $F_L$ (mm)	1220	1220	1220	1070	2440	2440
$L_v$ (mm)	5500	5500	5500	5500	12.200	12.200
$H_e$ (min.) (mm)	460	510	610	810	1070	1420
Minima altura del riel $H$ (mm)	685	685	685	810	1070	2290

**Tabla 4.2** Fuerzas de diseño para las protecciones para tráfico vehicular

[7]



**Figura 4.7** Fuerzas y longitudes de distribución para protecciones vehiculares [7]

#### 4.3.3 Cargas de diseño para protecciones Combinadas

Las cargas de diseño aplicadas a protecciones combinadas son las especificadas en las protecciones vehiculares como se detallan en el numeral 4.3.2 de este capítulo, pero no se deben usar simultáneamente las cargas para protecciones vehiculares y las cargas de diseño para protecciones peatonales y de ciclistas.

#### 4.4. Criterios de Diseño: Los estados límites

El cambio más significativo que introdujo la norma AASHTO LRFD en el cálculo de estructuras de puentes es la utilización del método de los factores de carga (LRFD: Load and Resistance Factor Design), el cual corresponde a uno de los métodos que aplica el criterio del comportamiento de la estructura bajo condiciones de exigencias límite o estados límites considerando factores probalísticos para estimar el efecto de cada carga solicitante y para la resistencia de los elementos estructurales.

##### 4.4.1 Estados límites

Un Estado Límite define condiciones que se quiere que una estructura satisfaga cuando está sometida a las solicitaciones o cargas de diseño.

En general, un elemento estructural tendrá que satisfacer diferentes estados límites. Los elementos de puentes se deben diseñar considerando los estados límites a fin de lograr los objetivos de



construcción, seguridad y servicio, considerando debidamente los aspectos relacionados con la economía y estética

Los Estados Límites definidos por las especificaciones AASHTO LRFD (en la sección 1.3.2) [7] son los siguientes:

#### **Estado Límite de Servicio**

Se debe considerar como restricciones a las tensiones, deformaciones y anchos de fisura, bajo condiciones regulares de servicio.

Las combinaciones de carga de este estado son las siguientes según AASHTO LRFD, (sección 3.4) [7]:

- **SERVICIO I:** Combinación de cargas que representa la operación normal del puente con un viento de 90 (km/h), tomando todas las cargas con sus valores nominales. También se relaciona con el control de las deflexiones de las estructuras metálicas enterradas, revestimientos de túneles y tuberías termoplásticas y con el control del ancho de fisuración de las estructuras de hormigón armado.

Esta combinación de cargas también se debería utilizar para investigar la estabilidad de taludes.

- **SERVICIO II:** Combinación de carga cuya intención es controlar la fluencia de las estructuras de acero y la falla de las conexiones críticas debido a la carga viva vehicular.
- **SERVICIO III:** Combinación de carga relativa sólo a la tracción en estructuras de hormigón pretensado con el objetivo de controlar el agrietamiento.

#### **Estado Límite de Fatiga y Fractura**

El estado límite de fatiga se debe considerar como restricciones impuestas al rango de tensiones.

El estado límite de fractura se debe considerar como un conjunto de requisitos sobre resistencia de materiales de las Especificaciones sobre materiales de la AASHTO.

La combinación de carga de este estado límite es la siguiente según AASHTO LRFD, (sección 3.4) [7]:

- **FATIGA:** Combinación de cargas relativa a la carga viva vehicular repetitiva y a la respuesta dinámica

### **Estado Límite de Resistencia**

Define los criterios de capacidad última de la estructura para asegurar su resistencia y estabilidad, tanto local como global, para resistir las combinaciones de carga estadísticamente significativas que se espera que el puente experimente en su vida útil. Las combinaciones de este estado límite según AASHTO LRFD, (sección 3.4) [7]:

- RESISTENCIA I: Combinación de cargas básica que representa el uso vehicular normal del puente, sin viento.
- RESISTENCIA II: Combinación de cargas que representa el uso del puente por parte de vehículos de diseño especiales especificados por el propietario, vehículos de circulación restringida (sobrepeso), o ambos, sin viento.
- RESISTENCIA III: Combinación de carga que representa el puente expuesto a velocidades del viento mayores a 90 km/ h
- RESISTENCIA IV: Combinación de carga que representa una alta relación entre las solicitaciones provocadas por sobrecarga y carga muerta.
- RESISTENCIA V: Combinación de carga que representa el uso del puente por parte de vehículos normales con una velocidad del viento de 90 (km/h).

### **Estados Límites correspondientes a Eventos Extremos**

Se debe considerar el estado límite correspondiente a Eventos Extremos para garantizar la supervivencia estructural de un puente durante una inundación o sismo significativo, o cuando es embestido por una embarcación, un vehículo o un flujo de hielo, posiblemente en condiciones socavadas, según AASHTO LRFD, (sección 3.4) [7]:

- EVENTO EXTREMO I: Combinación de cargas que incluye sismos
- EVENTO EXTREMO II: Combinación de cargas que incluye carga de hielo, colisión de embarcaciones y vehículos, y ciertos eventos hidráulicos con una sobrecarga reducida diferente a la que forma parte de la carga de colisión de vehículos.

## Factores de Carga y Combinaciones de Cargas

$$\sum \eta_i \gamma_i Q_i \leq \phi R_n = R_r \quad (4.7)$$

El término de la izquierda de la ecuación 4.7 corresponde a la Resistencia Requerida y el de la derecha de la ecuación 4.7 a la Resistencia de Cálculo, siendo esta última la resistencia que provee el componente estructural considerado (viga, columna, etc.).

Dónde:

Para cargas para las cuales un valor máximo de  $\gamma_i$  (factor de carga) es apropiado:

$$\eta_i = \eta_D \eta_R \eta_I \geq 0.95 \quad (4.8)$$

Para cargas donde un valor mínimo de  $\gamma_i$  es apropiado:

$$\eta_i = \frac{1}{\eta_D \eta_R \eta_I} \leq 1.00 \quad (4.9)$$

Dónde:

$\gamma_i$  : Factor de Carga

$\eta_i$  : Factor de modificación de cargas, relacionado con la ductilidad, redundancia e importancia operacional de la estructura.

$\phi$  : Factor de Resistencia, multiplicador estadístico aplicado a las resistencias nominales.

$Q_i$  : Solicitación

$R_n$  : Resistencia Nominal

$R_r$  : Resistencia de cálculo

### Ductilidad

El sistema estructural de un puente se debe dimensionar y detallar de manera de asegurar el desarrollo de deformaciones inelásticas significativas y visibles en los estados límites de resistencia y correspondientes a eventos extremos antes de la falla.

Se puede asumir que los requisitos de ductilidad se satisfacen para una estructura de hormigón en la cual la resistencia de una conexión es mayor

o igual que 1,3 veces la máxima solicitación impuesta a la conexión por la acción inelástica de los elementos adyacentes.

Los dispositivos disipadores de energía se pueden aceptar como medios para proveer ductilidad.

Para el estado límite de resistencia:

$\eta_D \geq 1,05$  para elementos y conexiones no dúctiles

$\eta_D = 1,00$  para diseños y detalles convencionales que cumplen con estas Especificaciones

$\eta_D \geq 0,95$  para elementos y conexiones para los cuales se han especificado medidas adicionales para mejorar la ductilidad más allá de lo requerido por estas Especificaciones

Para todos los demás estados límites:

$\eta_D = 1,00$

La respuesta de los elementos estructurales o conexiones más allá del límite elástico se puede caracterizar ya sea por un comportamiento frágil o por un comportamiento dúctil.

El comportamiento frágil es indeseable debido a que implica la súbita pérdida de la capacidad de carga inmediatamente después de exceder el límite elástico. El comportamiento dúctil se caracteriza por deformaciones inelásticas significativas antes que ocurra una pérdida significativa de la capacidad de carga. El comportamiento dúctil advierte sobre la inminente ocurrencia de una falla estructural mediante grandes deformaciones inelásticas.

Bajo cargas sísmicas repetitivas, se producen grandes ciclos invertidos de deformación inelástica que disipan energía y tienen un efecto beneficioso para la supervivencia de la estructura.

A fin de lograr un comportamiento dúctil adecuado el sistema debería tener un número suficiente de elementos dúctiles y ya sea:

- Uniones y conexiones que también sean dúctiles y puedan proveer disipación de energía sin pérdida de capacidad, o
- Uniones y conexiones que poseen suficiente resistencia en exceso para asegurar que la respuesta inelástica ocurrirá en las ubicaciones

diseñadas para proporcionar una respuesta dúctil, de absorción de energía.

### **Redundancia**

A menos que existan motivos justificados para evitarlas, se deben usar estructuras continuas y con múltiples recorridos de cargas.

Los principales elementos y componentes cuya falla se anticipa provocará el colapso del puente se deben diseñar como elementos de falla crítica y el sistema estructural asociado como sistema no redundante. Alternativamente, los elementos de falla crítica traccionados se pueden diseñar como de fractura crítica.

Los elementos y componentes cuya falla se anticipa no provocará el colapso del puente se deben diseñar como elementos de falla no crítica y el sistema estructural asociado como sistema redundante.

Para el estado límite de resistencia:

$$\eta_R \geq 1,05 \text{ para elementos no redundantes}$$

$$\eta_R = 1,00 \text{ para niveles convencionales de redundancia}$$

$$\eta_R \geq 0,95 \text{ para niveles excepcionales de redundancia}$$

Para todos los demás estados límites:

$$\eta_R = 1,00$$

### **Importancia operativa**

Se debe aplicar exclusivamente a los estados límites de resistencia y correspondientes a eventos extremos.

El administrador vial puede declarar que un puente o cualquier conexión o elemento del mismo es de importancia operativa.

Para el estado límite de resistencia:

$$\eta_I \geq 1,05 \text{ para puentes importantes}$$

$$\eta_I = 1,00 \text{ para puentes típicos}$$

$$\eta_I \geq 0,95 \text{ para puentes de relativamente poca importancia}$$

Para todos los demás estados límites:

$$\eta_I = 1,00$$

#### 4.4.2 Factores de resistencia

Los factores de reducción de la resistencia  $\phi$  son los multiplicadores que se aplican a la resistencia nominal de cada elemento. Estos varían según el elemento considerado, el tipo de solicitación y el material utilizado.

#### 4.4.3 Procedimiento de diseño de protecciones vehiculares

##### a. Protecciones macizas de Hormigón o Parapetos

Para parapetos de hormigón armado y pretensado utilizan análisis por líneas de fluencia y diseño por resistencia.

La resistencia nominal de la protección frente a la carga transversal,  $R_w$ , se puede determinar utilizando un enfoque por líneas de cedencia (agrietamiento) de la siguiente manera:

- Para impactos dentro de un segmento de parapeto (muro):

$$R_w = \left( \frac{2}{2L_c - L_t} \right) \left( 8M_b + 8M_w + \frac{M_c L_c^2}{H} \right) \quad (4.10)$$

La longitud crítica de muro en la cual se produce el mecanismo de la línea de cedencia,  $L_c$ , se debe tomar como:

$$L_c = \frac{L_t}{2} \sqrt{\left( \frac{L_t}{2} \right)^2 + \frac{8H(M_b + M_w)}{M_c}} \quad (4.11)$$

Para impactos en el extremo del parapeto (muro) o en una junta:

$$R_w = \left( \frac{2}{2L_c - L_t} \right) \left( M_b + M_w + \frac{M_c L_c^2}{H} \right) \quad (4.12)$$

$$L_c = \frac{L_t}{2} \sqrt{\left( \frac{L_t}{2} \right)^2 + \frac{H(M_b + M_w)}{M_c}} \quad (4.13)$$

Dónde:

$F_t$  = Fuerza transversal especificada en la Tabla 4.2 que se supone actuando en la parte superior de un muro de hormigón (N)

$H$  = altura de la protección (mm)

$L_c$  = Longitud crítica del patrón de falla por líneas de cedencia (mm)

$L_t$  = longitud de distribución longitudinal de la fuerza de impacto  $F_t$  (mm)

$R_w$  = resistencia transversal total de la protección (N)

$M_b$  = Momento flector adicional de la protección con  $M_w$ , si corresponde, en la parte superior de la protección (N-mm)

$M_c$  = Momento flector del parapeto respecto de un eje paralelo al eje longitudinal del puente (N-mm/mm)

$M_w$  = Momento flector de la protección respecto de su eje vertical (N-mm/mm)

Para poder ser utilizados en las expresiones anteriores,  $M_c$  y  $M_w$  no deberán variar significativamente con la altura de la protección. En otros casos se debería realizar un análisis riguroso mediante líneas de fluencia. El análisis por líneas de cedencia (grietas) ilustrado en las Figuras 4.9 y 4.9 incluye sólo la capacidad a flexión última del elemento de hormigón. Para resistir el corte las fuerzas de tracción diagonal se deberían disponer estribos o zunchos.

La resistencia última a flexión,  $M_s$ , del tablero de puente o la losa se debería determinar reconociendo que el tablero también resiste una fuerza de tracción provocada por la componente de las fuerzas de impacto,  $F_t$ .

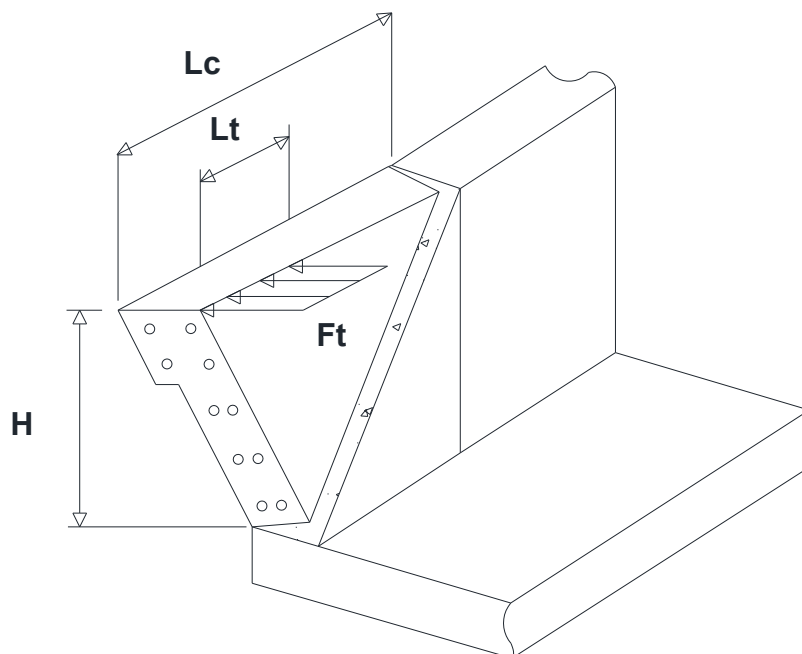
En este análisis se supone que el patrón de falla por líneas de cedencia ocurre exclusivamente en el parapeto y no se propaga hacia el tablero. Esto significa que el tablero debe tener suficiente resistencia para obligar a que el patrón de falla se mantenga dentro del parapeto. Si el patrón de falla se extiende hacia el tablero, las expresiones para calcular la resistencia del parapeto pierden su validez.

El análisis también se basa en la hipótesis de que existe una longitud suficiente de parapeto para lograr el patrón de falla ilustrado. Si el parapeto tiene poca longitud es posible que se forme una única línea de fluencia a lo largo de la unión entre el parapeto y el tablero. Este tipo de patrón de falla es admisible.

Este análisis se basa en la hipótesis de que los momentos resistentes negativo y positivo del parapeto son iguales y que los momentos resistentes negativo y positivo de la parte superior de la protección son iguales, como se muestra en la figura 4.9.

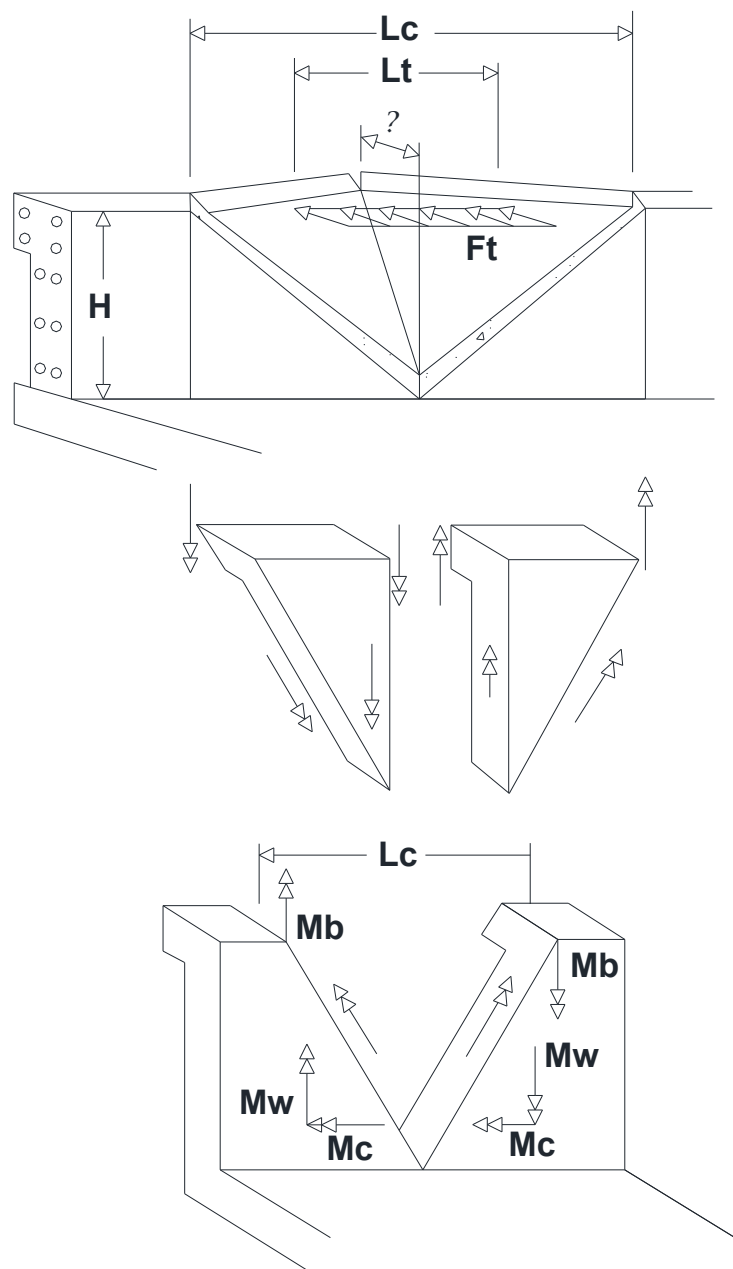
La medida de la resistencia de un parapeto es  $R_w$ , valor que se compara con las cargas indicadas en la Tabla 4.2 para determinar si la baranda es estructuralmente adecuada. Los momentos flectores,  $M_b$ ,  $M_w$  y  $M_c$ , se relacionan con la resistencia del sistema  $R_w$  a través del análisis por líneas de fluencia representado por las Ecuaciones 1 y 2. En la terminología de estas Especificaciones,  $R_w$  es la "resistencia nominal," ya que este valor se compara con la "carga nominal" indicada en la Tabla 4.2.

Si el ancho del parapeto varía en función de la altura, el valor de  $M_c$  utilizado en las Ecuaciones 4.10 a la 4.13 para determinar la resistencia del muro se debe tomar como el promedio de su valor en toda la altura de la protección.



**Figura 4.8** Análisis mediante líneas de cedencia de una protección de hormigón para el caso de un impacto cerca del extremo de un segmento de la protección [7]





**Figura 4.9.** Análisis mediante líneas de cedencia de una protección de hormigón para el caso de un impacto dentro de un segmento de la protección [7]

**b. Protecciones laterales vehiculares aliviadas, formadas por Postes y vallas vehiculares**

Para diseñar las protecciones formadas por postes y vallas vehiculares bajo condiciones de falla se utilizan análisis inelásticos. Si la falla no involucra el poste final de un segmento, la resistencia nominal crítica de las vigas,  $R$ , se debe tomar como el menor valor entre los determinados

mediante las Ecuaciones 4.14 y 4.15 para diferentes números de tramos de protección lateral, N.

Para los modos de falla que involucran un número de tramos de protección, N, impar:

$$R = \frac{16M_p + (N-1)(N+1)P_p L}{2NL - L_t} \quad (4.14)$$

Para los modos de falla que involucran un número de tramos de protección, N, par:

$$R = \frac{16M_p + N^2 P_p L}{2NL - L_t} \quad (4.15)$$

Dónde:

$L$  = separación de los postes o longitud de un tramo simple (mm)

$M_p$  = resistencia inelástica o para línea de fluencia de todas las vallas que contribuyen a una rótula plástica (N-mm)

$P_p$  = resistencia última a la carga transversal de un único poste ubicado a una altura  $Y$  por encima del tablero (N)

$R$  = resistencia última total de la protección lateral, es decir su resistencia nominal (N)

$L_t$  = longitud transversal de las cargas distribuidas debidas al impacto de vehículos,  $F_t$  y  $F_L$  (mm)

Para considerar un impacto en el extremo de un segmento de riel que provoca la caída del poste ubicado en el extremo de la protección, la resistencia nominal crítica de la viga,  $R$ , se deberá calcular utilizando la Ecuación 4.16.

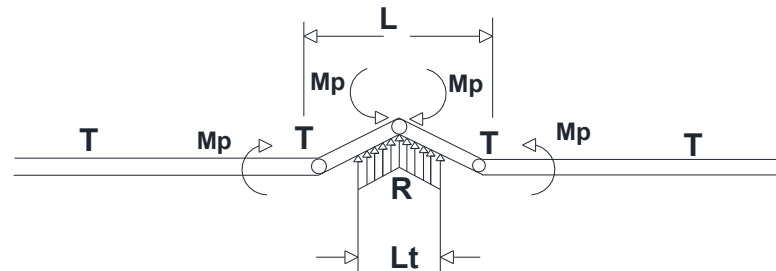
Para cualquier número de tramos de protección lateral, N:

$$R = \frac{2M_p + 2P_p L \left( \sum_{i=1}^N i \right)}{2NL - L_t} \quad (4.16)$$

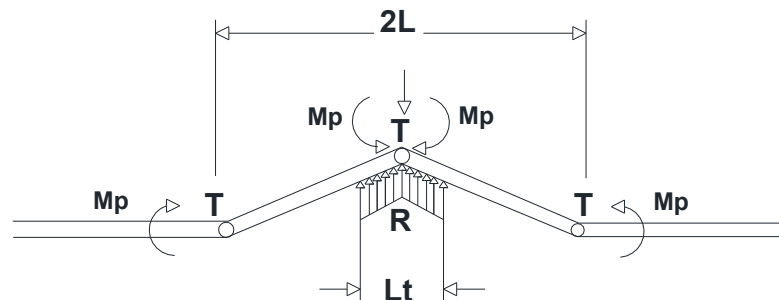
Este procedimiento de diseño se puede aplicar para las protecciones formadas por postes metálicos y vallas vehiculares metálicas y para protecciones vehiculares formadas por postes de hormigón y vallas vehiculares de hormigón, y para protecciones formadas por postes de hormigón y vallas vehiculares metálicas.

El poste en cada extremo del mecanismo plástico debe ser capaz de resistir el corte de la valla vehicular.

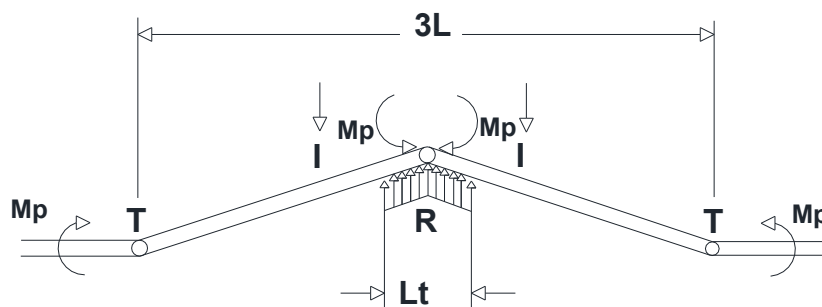
En los sistemas de múltiples vallas vehiculares cada una de las vallas vehiculares puede contribuir al mecanismo de fluencia esquematizado en la Figura 4.10, 4.11, 4.12, dependiendo de la rotación correspondiente a su posición vertical.



**Figura 4.10** Modo de falla para un tramo en protecciones formadas por postes y vallas vehiculares [7]



**Figura 4.11** Modo de falla para dos tramo en protecciones formadas por postes y vallas vehiculares [7]



**Figura 4.12** Modo de falla para tres tramos en protecciones formadas por postes y vallas vehiculares [7]

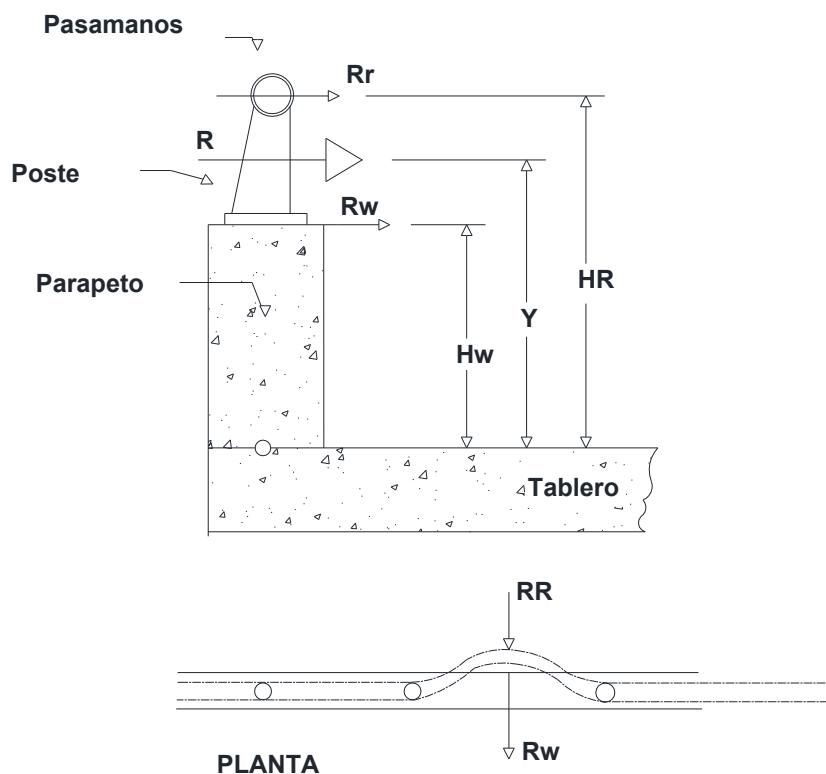
### c. Protección lateral Combinada

Se debe aplicar una carga peatonal de  $3,6 \times 10^{-3}$  MPa en todas las aceras de más de 600 mm de ancho, y esta carga no se considera aplicada simultáneamente con la sobrecarga vehicular de diseño. Los

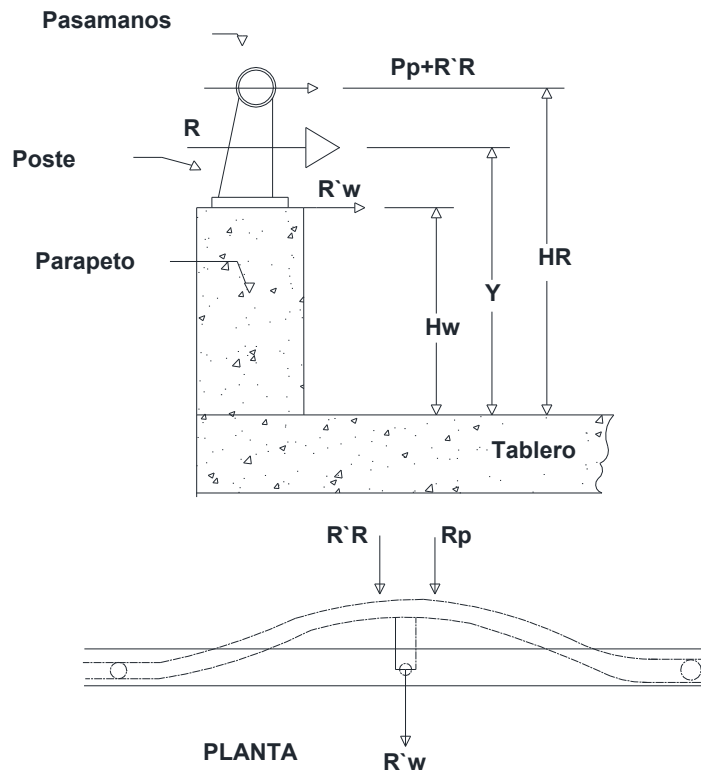
puentes exclusivamente para tráfico peatonal o de ciclistas se deben diseñar para una sobrecarga de  $4,1 \times 10^{-3}$  MPa. Si las aceras, puentes peatonales o puentes para ciclistas también son utilizados por vehículos de mantenimiento u otros vehículos, estas cargas se deben considerar en el diseño. Para estos vehículos no es necesario considerar el incremento por carga dinámica o impacto.

La resistencia de cada elemento de una protección combinada se debe determinar cómo se especifica para las protecciones macizas de hormigón o parapetos y para las protecciones formadas por postes y vallas vehiculares.

La resistencia flexional del pasamanos se debe determinar para un tramo,  $R_R$ , y para dos tramos,  $R'_R$ . Se determina la resistencia del poste sobre el parapeto,  $P_p$ , incluyendo la resistencia de los bulones de anclaje o poste.



**Figura 4.13** Evaluación del conjunto formado por un parapeto de hormigón, poste y pasamanos metálico – Impacto a la mitad de la longitud del riel [7]



**Figura 4.14** Evaluación del conjunto formado por un parapeto de hormigón, poste y pasamanos metálico – Impacto en un poste [7]

La resistencia del conjunto formado por el parapeto, poste y pasamanos se debe tomar como la menor de las resistencias determinadas para los dos modos de falla ilustrados en las Figuras 4.13 y 4.14.

Si el impacto del vehículo se produce a la mitad de la longitud del pasamanos metálico (como se ilustra en la Figura 4.13), la resistencia flexional del pasamanos,  $R_R$ , y la máxima resistencia del muro de hormigón,  $R_w$ , se deberán sumar entre sí para determinar la resistencia combinada resultante,  $\bar{R}$ , y la altura efectiva,  $\bar{Y}$ , se deberá tomar de la siguiente manera:

$$\bar{R} = R_R + R_w \quad (4.17)$$

$$\bar{Y} = \frac{R_R H_R + R_w H_w}{\bar{R}} \quad (4.18)$$

Dónde:

$R_R$  = capacidad última del pasamanos en un tramo (N)

$R_w$  = capacidad última del muro como se especifica en el las protecciones macizas de hormigón (N)

$H_w$  = altura del parapeto (mm)

$H_R$  = altura del pasamanos (mm)

Si el impacto del vehículo se produce en un poste (Figura 4.14), la máxima resistencia resultante,  $R$ , se debe tomar como la sumatoria de la capacidad del poste,  $P_p$ , la resistencia del pasamanos,  $R'_R$ , y una resistencia reducida del parapeto,  $R'_w$ , ubicada a una altura  $Y$ .

$$\bar{R} = P_p + R'_R + R'_w \quad (4.19)$$

$$\bar{Y} = \frac{P_p H_R + R'_R H_R + R'_w H_w}{\bar{R}} \quad (4.20)$$

Dónde:

$$R'_w = \frac{R_w H_w - P_p H_R}{H_w} \quad (4.21)$$

y donde:

$P_p$  = resistencia transversal última del poste (N)

$R'_R$  = resistencia transversal última del pasamanos en dos tramos (N)

$R_w$  = resistencia transversal última del parapeto como se especifica en el las protecciones macizas de hormigón (N)

$R'_w$  = capacidad del parapeto, reducida para resistir la carga del poste (N)

También se debe reconocer que se podría obtener una máxima altura efectiva,  $Y$ , igual a la altura del baricentro del pasamanos,  $H_R$ , pero para una resistencia resultante reducida,  $R$ , sólo igual a la capacidad del poste,  $P_p$ , y la capacidad del pasamanos,  $R'_R$ .

Este análisis no considera los impactos que pueden ocurrir cerca de las juntas abiertas del muro o parapeto. El pasamano metálico ayuda a distribuir la carga a través de estas juntas. La resistencia del pasamano se mejora si se minimiza el uso de juntas de expansión y contracción.

En el caso de un impacto cerca del extremo de un segmento de protección, la resistencia nominal se puede calcular como la sumatoria de la resistencia del parapeto, calculada mediante la Ecuación 4.14, más la resistencia del pasamanos metálico en un tramo, calculada mediante la Ecuación 4.16.

## **CAPÍTULO 5**

### **DISEÑO DE PROTECCIONES LATERALES PARA PUENTES VEHICULARES**

#### **5.1 Selección de las características geométricas y de materiales de las protecciones**

##### **5.1.1 Protecciones laterales para puente peatonal**

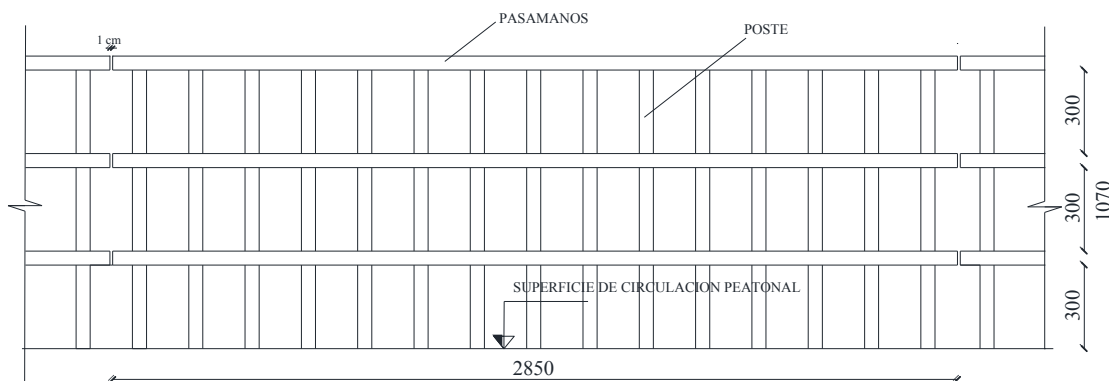
Una protección peatonal pueden consistir en:

- Una serie de postes que sostienen un pasamanos superior debajo de la cual algún sistema de elementos cierra el espacio hasta la vereda de manera de contener al peatón.
- Una serie de postes que sostienen un pasamanos superior debajo de la cual barras verticales convenientemente espaciadas y ancladas en su parte superior e inferior cierran el espacio entre el pasamanos y la acera.

La estética de una protección de puente es sin dudas particularmente importante en cruces en alto nivel o en caminos urbanos aunque siempre debe prevalecer el aspecto de la seguridad. Particularmente, los parapetos de hormigón armado carecen frecuentemente de un aspecto estético por ser un elemento visual de importancia, pudiendo una protección lateral metálica de malla o perfiles y postes encuadrar mejor en un marco arquitectónico que así lo requiera y sobretodo en el aspecto peatonal ya que no se necesita el mismo nivel de contención que una protección lateral para vehículos.

Con estos criterios anteriores podemos determinar la sección y el material de la protección peatonal y de ciclistas.

Se selecciona para el diseño una protección lateral alivianada constituida por postes y pasamanos de acero distribuidos como se muestra en la figura 5.1.



**Figura 5.1** Distribución de postes y pasamanos en protección lateral peatonal

La protección peatonal está distribuida en una serie de postes que sostienen un pasamanos superior debajo del cual barras verticales espaciadas entre si y ancladas en su parte superior e inferior cierran el espacio entre los pasamanos y la acera, además se disponen de pasamanos para personas con capacidades especiales espaciados a 350mm de la acera para niños y 650mm de la acera para adultos, la altura del pasamanos principal determinada por las especificaciones AASHTO para protecciones peatonales igual a 1070mm [2],[7].

### 5.1.2 Protecciones laterales para puente de carretera

En todos los puentes de carretera se debe seleccionar la protección lateral más adecuada. A base de ciertas pautas generales para proporcionar:

- Protección de los ocupantes de un vehículo que impacta contra la protección.
- Protección a otros vehículos próximos al lugar de impacto,
- Protección a las personas y propiedades que se encuentran en la carretera y otras áreas debajo de la estructura,

Garantizando a su vez la introducción de:

- Posibles mejoras futuras de las protecciones laterales,

Así como una mejor:

- Relación costo-beneficio de las protecciones laterales, y
- Estética y visibilidad de los vehículos circulantes.



Considerando estos parámetros y los niveles de contención para protecciones dadas por la AASHTO, (Ver capítulo 3 y 4), se selecciona el material y las dimensiones para la protección lateral del puente.

También se debe tener en cuenta las condiciones de tráfico que circulará por el puente tales como las variaciones del volumen, velocidad y composición del tráfico, alineación de la carretera, actividades y condiciones debajo de la estructura.

Para la selección del material se debe tener en cuenta que las protecciones laterales de hormigón son protecciones rígidas, la deformación que se espera de ellas es mínima si se compara con las protecciones metálicas, por lo tanto, a diferencia de estas, aquellas no absorben energía por deformación.

Tanto en las vías urbanas como en las carreteras se tiene una composición de tráfico similar ya que en ambas tenemos flujo de vehículos livianos como automóviles y camionetas, y vehículos pesados como los de transporte público, camiones, además en las carreteras transitan vehículos pesados como remolques (cabezales con plataforma), además como en el Ecuador la velocidad en vías urbanas está limitada a 60 km/h para vehículos livianos y 40 km/h para pesados y en carretera a 90 km/h para livianos y a 60km/h para pesados, las protecciones laterales vehiculares para la mayoría de puentes en las vías y carreteras del país se ajustan al nivel de contención TL-4 (ver capítulo 4):

Aceptable para puentes en carreteras de alta velocidad, autovías, autopistas y carreteras interestatales y tráfico combinado que incluye camiones y vehículos pesados;

Por esta razón en este trabajo de graduación vamos a diseñar las siguientes protecciones laterales:

- Protección lateral vehicular maciza o parapeto de Hormigón armado.
- Protección lateral vehicular alivianada de acero.
- Protección lateral vehicular alivianada con postes de hormigón y 2 vallas vehiculares de acero.
- Protección lateral vehicular alivianada con postes y 2 vallas de hormigón armado.
- Protección lateral combinada vehicular-peatonal con parapeto de hormigón, postes, pasamanos y valla vehicular metálica, con acera (Velocidad de circulación menor a 70 km/h),
- Protección lateral combinada formada por una protección lateral vehicular maciza (parapeto de hormigón) y una protección lateral peatonal alivianada de postes y pasamanos de acero (Velocidad de circulación mayor a 70 km/h),
- Protección lateral combinada formada por una protección lateral vehicular con postes de hormigón, valla vehicular de acero, y una protección peatonal alivianada de postes y pasamanos de acero.
- Protección lateral combinada formada por una protección alivianada con postes vallas vehiculares de acero y una protección peatonal alivianada de postes y pasamanos de acero.

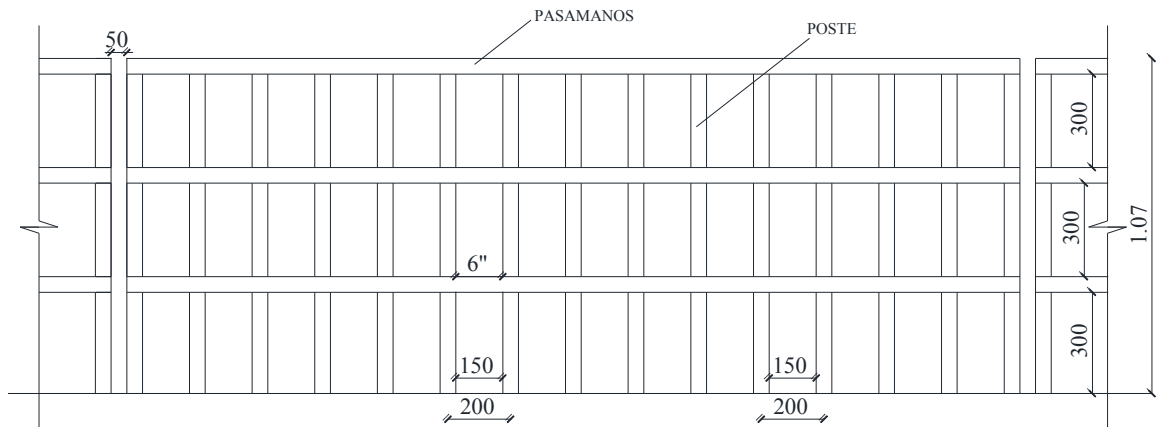
El Diseño se realiza aplicando las especificaciones AASHTO Estándar [2], y las especificaciones AASHTO que emplean el criterio de los estados límites o LRFD [7].

## **5.2. Diseño según especificaciones AASHTO ESTÁNDAR**

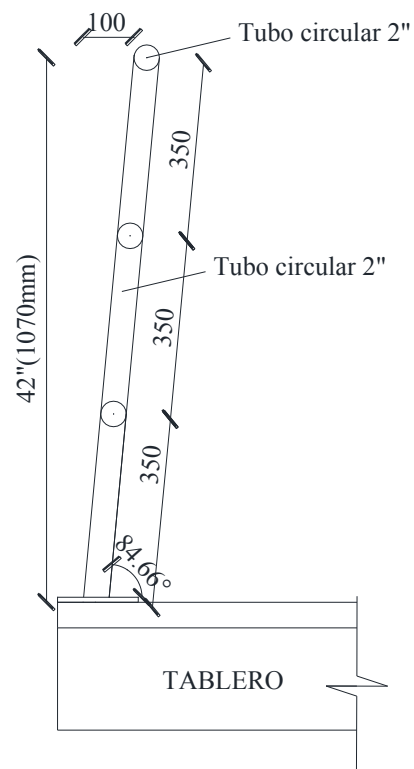
Estas especificaciones establecen que el diseño de todo tipo de protecciones laterales de puentes se efectúe aplicando el método elástico.

### **5.2.1 Diseño de protecciones laterales peatonales**

Se dispone un entramado de postes y pasamanos, como se muestra en la figura 5.2 y 5.3, de acero en módulos de 2.85 m de longitud.



**Figura 5.2** Vista en elevación de protección lateral peatonal



**Figura 5.3** Corte transversal de protección lateral peatonal

La protección peatonal está constituida por una serie de postes de 1070mm de altura separados entre sí 200mm medidos entre ejes, además se disponen de pasamanos espaciados a 350mm desde la acera.

Las dimensiones de separación se toman de acuerdo a la distribución de elementos para una protección lateral establecida por las Especificaciones AASHTO Standard [2].

**Especificaciones del material para protección peatonal:** El material seleccionado es acero de grado A36 según la norma ASTM [28], cuyas especificaciones son:

Densidad de  $7860 \text{ kg/m}^3$  ( $0,28 \text{ lb/in}^3$ )

Límite de fluencia de  $250 \text{ MPa}$  ( $36 \text{ ksi}$ ),

Límite de rotura de  $410 \text{ MPa}$  ( $58 \text{ ksi}$ ).

**Cargas y solicitaciones:**

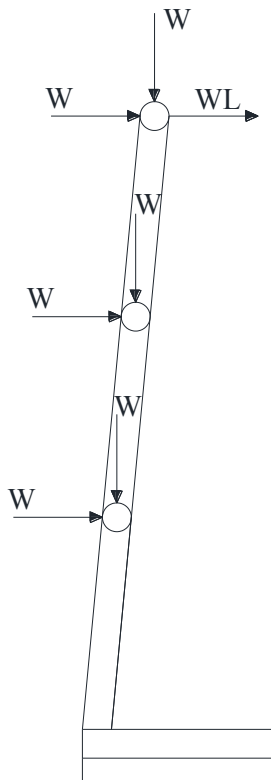
La carga que soportan las protecciones laterales peatonales es la carga viva peatonal ( $w$ ) que se considera actuante en todas las direcciones (Ver Capítulo 3).

En la Figura 5.4 se muestra:

$w$ : Carga viva vehicular =  $50 \text{ lb/pie}$  ( $4,56 \text{ kg/m}$ )

$L$ : Espaciamiento entre postes =  $0,66 \text{ pies}$  ( $7,87''$ ), ( $200\text{mm}$ )

$wL$ : carga puntual aplicada al poste =  $33 \text{ lb}$  ( $14,91 \text{ kg}$ ),



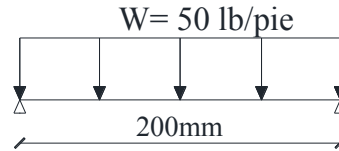
**Figura 5.4.** Distribución de cargas en protección lateral peatonal

**Diseño de pasamanos.-**

Para los pasamanos utilizamos un tubo circular de acero.

**Prediseño de la sección resistente**

En la figura 5.5 se muestra un tramo de los pasamanos sometido a la carga viva peatonal, para el análisis de los esfuerzos al que está sometido.



**Figura 5.5** Diagrama de cuerpo libre de pasamanos.

El momento crítico en una viga continua de tres tramos (ver anexo 1) es:

$$M = \frac{wL^2}{10} \quad (5.1)$$

*Dónde:*

*M: Momento crítico en una viga continua*

*w: Carga viva vehicular uniforme distribuida*

*L: Separación entre postes.*

El momento crítico flector actuante en el pasamano es.

$$M = \frac{50lb / pie * (0,66 pie)^2}{10}$$

$$M = 2,18lb.pie(26,16lb.pulg)(30,28kg.mm)$$

Prediseño de la sección:

$$\sigma_{\max} = \frac{M}{S} \quad (3.3)$$

El esfuerzo máximo es igual al esfuerzo admisible del acero para la flexión que es el 60% del esfuerzo de fluencia del acero.

Para acero A-36 el esfuerzo de fluencia  $F_y = 3600 \text{ lb/pulg}^2$

$$\sigma_{adm} = 0,6F_y \quad (5.2)$$

$$\sigma_{adm} = 0,6 * 36000lb / pulg^2$$

$$\sigma_{adm} = 21600lb / pulg^2 (1521,82kg / cm^2)$$

Con esto se determina el modulo resistente que debe tener la sección del tubo circular que se utiliza en el pasamano para el momento aplicado.

$$S = \frac{M}{\sigma_{adm}} \quad (5.3)$$

$$S = \frac{26,16lb - pulg}{21600lb / pulg^2}$$

$$S = 0,0012 \text{ pulg}^3 (0,02 \text{ cm}^3)$$

Con este valor de módulo resistente se busca la sección más adecuada que se ajuste a dicho valor en las tablas Dimension and properties de la American Institute of Steel Construction. AISC [23], en este caso para tubos circulares se tiene la tabla 1-89 PIPE [23] en la que se obtiene:

Tubo circular de 1 ½" con un  $S = 0.326 \text{ pulg}^3 (5.34 \text{ cm}^3)$

Esta sección determinada en la tabla 1-89 PIPE [23], tiene un módulo de elasticidad mucho mayor al requerido obtenido con la ecuación 5.3:

$$5,34 \text{ cm}^3 > 0,02 \text{ cm}^3$$

Este tubo circular tiene un diámetro exterior de 1,9" que es igual a 48.3 mm, lo cual permite un mejor agarre ergonómico para los peatones en caso de sujetarse en los pasamanos, por estas razones elegimos este tubo circular para el pasamanos.

Propiedades de la sección:

$F_y = 36 \text{ klb/pulg}^2 (1521,82 \text{ kg/cm}^2)$

*Diámetro Nominal:* 1 ½ " (3,81 cm)

*Diámetro Externo:* 1,9" (4,83 cm)

*Diámetro interno:* 1,61" (4,09 cm)

*Espesor:* 0,145" (0,37 cm)

*Área:* 0,799  $\text{pulg}^2 (5,15 \text{ cm}^2)$

*Inercia:* 0,310  $\text{pulg}^3 (5,08 \text{ cm}^2)$

*Radio de Giro:* 0,623" (1,58 cm)

### **Comprobación:**

El módulo de sección del perfil elegido es mucho mayor al necesitado en el Prediseño, pero el tubo circular de 1 ½" de diámetro nominal y diámetro exterior de 48.3mm por razones ergonómicas es adecuado para la utilización como pasamano utilización como pasamanos

El esfuerzo al que está sometido el material es:

$$\sigma_{\max} = \frac{M}{S} \quad (5.3)$$

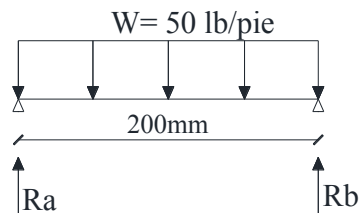
$$\sigma = \frac{26,16 \text{ lb} \cdot \text{pu} \cdot \text{lg}}{0,326 \text{ pu} \cdot \text{lg}^3}$$

$$\sigma = 80,25 \text{ lb} / \text{pu} \cdot \text{lg}^2$$

El esfuerzo al que está sometido la sección resistente es menor que el esfuerzo admisible por lo que la sección elegida resiste los esfuerzos a la que está sometida.

El perfil elegido es un tubo circular de 1 ½" de diámetro nominal y diámetro exterior de 48.3mm y espesor de 37mm

#### Análisis de la sección al Corte:



**Figura 5.6** Diagrama de cuerpo libre para análisis de pasamanos al corte

La fuerza de corte a la que está sometido el pasamano en el tramo apoyado entre los postes es:

$$V = Ra = Rb = \frac{wL}{2} \quad (5.4)$$

*Dónde:*

*V = Fuerza de corte*

*Ra, Rb = Reacción en los apoyos(postes)*

*w = Carga uniformemente distribuida.*

*L = Distancia entre apoyos*

En este caso la fuerza de corte es:

$$V = \frac{50 \text{ lb} / \text{pie} * 0,66 \text{ pie}}{2}$$

$$V = 16,5 \text{ lb} (7,5 \text{ kg})$$

El esfuerzo de trabajo al corte de la sección debe ser menor al esfuerzo admisible al corte del acero ( $F_v$ ) que para este caso es  $0.33 F_y$  [2].

$$f_v = \frac{V}{A} \quad (5.5)$$

*Dónde:*

$f_v$ : Esfuerzo de trabajo al corte

$V$ : Fuerza de Corte

$A$ : Área sometida al corte

$$f_v = \frac{16,5 \text{ lb}}{0,799 \text{ pulg}^2}$$

$$f_v = 20,65 \text{ lb} / \text{pulg}^2 (1,45 \text{ kg} / \text{cm}^2)$$

$$F_v = 0.33 * 36000 \text{ lb} / \text{pulg}^2$$

$$F_v = 11880 \text{ lb} / \text{pulg}^2 (837 \text{ kg} / \text{cm}^2)$$

$$f_v < F_v$$

La sección resiste el esfuerzo de corte al que está sometido.

El perfil elegido es un tubo circular de 1 ½" de diámetro nominal y diámetro exterior de 48.3mm y espesor de 37mm

### **Diseño del Poste**

Para los postes utilizamos tubo circular de acero.

El material seleccionado es acero de grado A36 según la norma ASTM [28], cuyas especificaciones son:

Densidad de 7860 kg/m<sup>3</sup> (0,28 lb/in<sup>3</sup>)

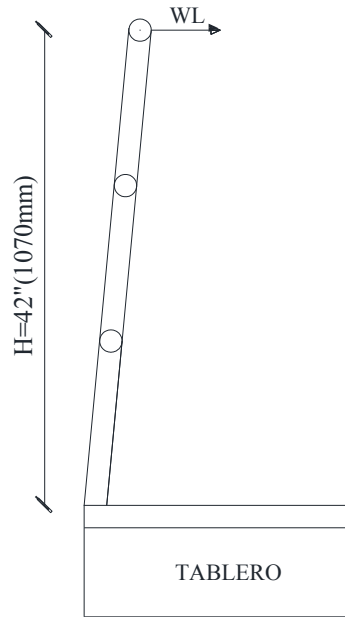
Límite de fluencia de 250 MPa (36 ksi),

Límite de rotura de 410 MPa (58 ksi).

### **Cargas y solicitaciones**

El momento al que está sometido el poste es el producido por la carga viva vehicular ejercida en el tramo libre entre postes (wL), como se indica en la figura 5.7.





**Figura 5.7** Carga en el poste

**Prediseño de la sección resistente.** Se debe determinar la sección resistente preliminar para soportar los esfuerzos producidos por las sollicitaciones, en este caso para los postes utilizamos tubo de sección circular.

$$M = wL * H \quad (5.6)$$

*Donde :*

*M : Momento al que esta sometido el poste*

*w : Carga viva peatonal = 50lb / pie (4,56kg / m)*

*L : Separacion entre postes = 200mm (0,66pies)*

*H : Altura del poste = 1070mm (3.5pies)*

$$M = 50lb / pie * 0,66pies * 3,5pies$$

$$M = 115,5 lb - pie (1600,2 kg / cm)$$

Con el momento ejercido en el poste determinamos el Módulo resistente de la sección para soportar este momento.

$$S = \frac{M}{\sigma_{adm}} \quad (5.3)$$

$$S = \frac{1386 lb - pu \lg}{21600 lb / pu \lg^2}$$

$$S = 0.064 pu \lg^3 (1.05cm^3)$$

Con este valor de modulo resistente se busca la sección más adecuada que se ajuste a dicho valor en las tablas Dimension and properties de la American Institute of Steel Construction. AISC [23]

Elegimos la misma sección circular, de 1 1/2", que para los pasamanos para no transgredir la rigidez ni la configuración de la protección.

Ya que el modulo resistente de la sección elegida es mayor que el necesario se concluye que esta sección es suficiente para resistir los esfuerzos al que está sometido el poste.

El perfil elegido es un tubo circular de 1 1/2" de diámetro nominal y diámetro exterior de 48.3mm y espesor de 37mm

### Diseño de placa base

El material seleccionado para las placas base es acero de grado A36 según la norma ASTM [28], cuyas especificaciones son:

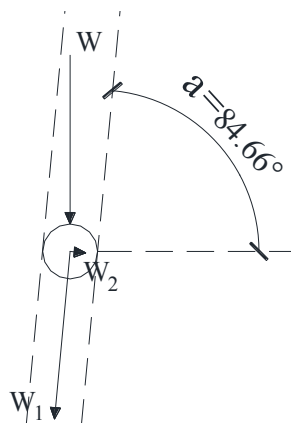
Densidad de 7860 kg/m<sup>3</sup> (0,28 lb/in<sup>3</sup>)

Límite de fluencia de 250 MPa (36 ksi),

Límite de rotura de 410 MPa (58 ksi).

### Cargas y solicitaciones

La carga viva peatonal ( $w$ ) que soporta los pasamanos se transmite al poste descomponiéndose en dos cargas equivalentes:  $w_1$  en el eje longitudinal del poste y  $w_2$  perpendicular al eje del poste, como se ve en la figura 5.8.



**Figura 5.8** Cargas equivalentes transmitidas al poste

La carga  $w_1$  que actúa en el eje longitudinal del poste está determinada por:

$$w_1 = w \sin a \quad (5.6)$$

$$w_1 = 50lb / pie * \sin 84,66$$

$$w_1 = 49,78lb / pie$$

La carga  $w_2$  que actúa perpendicular al eje del poste está determinada por:

$$w_2 = w \cos a \quad (5.7)$$

$$w_2 = 50lb / pie * \cos 84,66$$

$$w_2 = 4,65lb / pie$$

La carga  $w_1$  se transmite a la base del poste como una carga puntual aplicada en el eje del poste, ya que son tres pasamanos la carga  $w_1$  se multiplica por tres y esta carga actúa en el tramo entre postes del pasamanos se multiplica por el espaciamiento entre postes para tener la carga aplicada en la placa base.

$$P = 3 * w_1 * L \quad (5.8)$$

$$P = 3 * 50lb / pie * 0.66pies$$

$$P = 99lb$$

La carga  $w_2$  produce un momento en la base del poste que sumado al momento ejercido por la carga  $wL$  nos da el momento total en la base del poste.

El momento debido a la carga viva vehicular es:

$$M_1 = wL H \quad (5.110)$$

$$M_1 = 50lb / pie * 0,66pies * 3,5pies$$

$$M_1 = 115,5pies$$

El momento debido a las cargas equivalentes  $w_2$  en el poste es:

$$M_2 = w_2 L (h_1 + h_2 + h_3) \quad (5.9)$$

$$M_2 = 50 * lb / pie * 0,66pies (1,15 + 2,30 + 3,5)$$

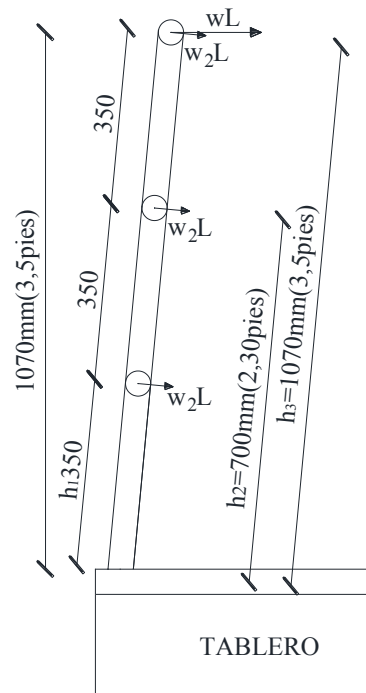
$$M_2 = 21,33lb.pie$$

El momento total en la base del poste es la suma de los momentos  $M_1$  y  $M_2$

$$M = M_1 + M_2$$

$$M = 115,5 + 21,33$$

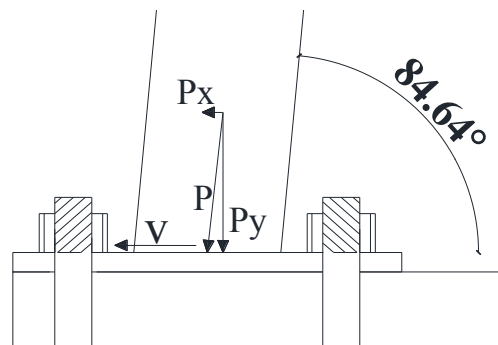
$$M = 136,83lb.pie$$



**Figura 5.9** Cargas en poste transmitidas por los pasamanos

Este valor de momento nos sirve para determinar las dimensiones la placa base además de las cargas en la base del poste:

La carga  $P$  determinada con la ecuación 5.8 está en la dirección del eje longitudinal del poste por lo que la carga equivalente en el sentido vertical y horizontal en la base del poste es:



**Figura 5.10** Cargas en Placa base

$$P_y = P \sen 84,64 \quad (5.10)$$

$$P_y = 99lb \sen 84,64$$

$$P_y = 98.6lb$$

La fuerza transversal el eje en la base del poste es igual a la suma de la carga  $V$  más la carga  $P_x$

$$v = wL \quad (5.11)$$

$$V = wL + Px \quad (5.12)$$

Dónde:

$P_y$ : Carga vertical transmitida por el poste

$w$ : Carga viva peatonal ejercida en el poste

$L$ : Separación entre postes

$V$ : Carga transversa en base de poste

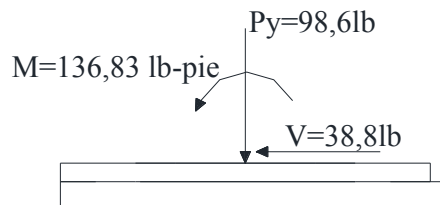
$$P_x = P \cos 86,64 \quad (5.13)$$

$$P_x = 99lb \cos 86,64$$

$$P_x = 5,80lb (2,63kg)$$

$$V = 50lb / pie * 0.66 pie + 5,80lb$$

$$V = 38,8lb (17,60kg)$$



**Figura 5.11** Solicitaciones en placa base

Para las solicitaciones de la placa determinamos el valor de excentricidad  $e$ .

$$e = \frac{M}{P_y} \quad (5.14)$$

Donde:

$e$ : excentricidad

$M$ : Momento en base del poste transmitido a la placa base

$P_y$ : Carga vertical

$$e = \frac{136,83lb - pie}{98,6lb}$$

$$e = 1.39 pies (16,68 pulg), (42,37cm)$$

La resultante se sitúa fuera del eje de la sección circular del poste por tanto el momento es absorbido por los pernos de anclaje.

Dimensiones de la placa de anclaje:

Asumimos una placa base de 6" x 4" y chequeamos el esfuerzo transmitido por la placa al material de apoyo que en este caso es el hormigón del tablero del puente.

La placa está apoyada en el tablero de hormigón.

El esfuerzo admisible del hormigón para soportar la placa base es de  $0.35f'c$

Si adoptamos que el tablero de hormigón tiene una resistencia de diseño de  $f'c=240\text{kg/cm}^2$

$$q_{\text{admisible}} = 0,35f'c \quad (5.15)$$

*Dónde:*

$q_{\text{admisible}}$ : Esfuerzo admisible de compresión en el hormigón

$f'c$ : Resistencia a la compresión simple del hormigón

$$q_{\text{admisible}} = 0,35 * 240\text{kg} / \text{cm}^2$$

$$q_{\text{admisible}} = 84\text{kg} / \text{cm}^2 (1192,26\text{lb} / \text{pulg}^2)$$

El esfuerzo transmitido al elemento de apoyo debe ser menor que el esfuerzo admisible.

$$q \leq q_{\text{admisible}} \quad (5.16)$$

Dimensiones de la placa de anclaje:

Si  $B=4"$  y  $L=6"$

$$q = \frac{P}{BL} \left( 1 \pm \frac{6e}{L} \right) \quad (5.17)$$

*Dónde:*

$q$ : Esfuerzo transmitido al material de apoyo

$P$ : carga vertical transmitida por el poste

$B$ : Menor dimensión de la placa base paralela al eje del poste

$L$ : Mayor dimensión de la placa base transversal al eje del poste

**Comprobación:** El esfuerzo transmitido por la placa base debe ser menor al esfuerzo admisible al aplastamiento en el material de apoyo que en este caso es el hormigón del tablero del puente.

$$q_1 = \frac{98,6}{4 * 6} \left( 1 + \frac{6 * 16,68}{6} \right)$$

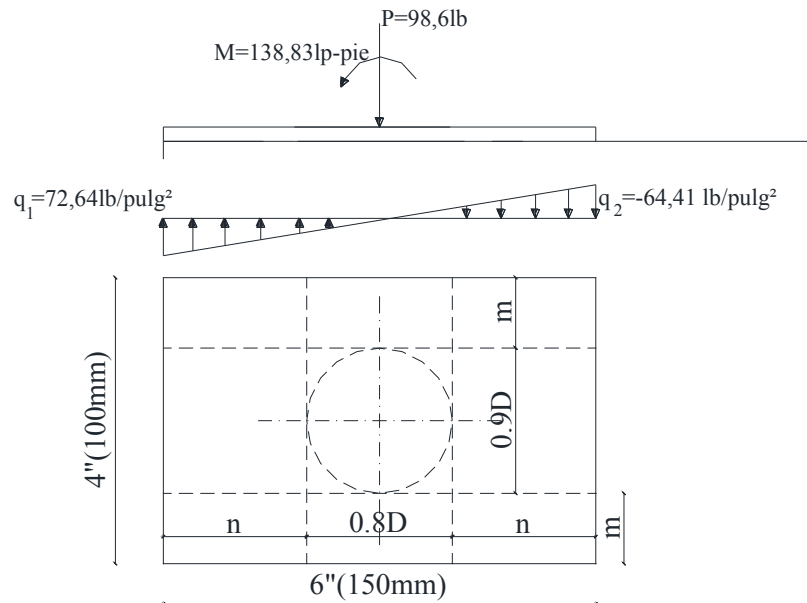
$$q_1 = 72,64\text{lb} / \text{pulg}^2 < 1192,26\text{lb} / \text{pulg}^2$$

$$q_2 = \frac{98,6}{4 * 6} \left( 1 - \frac{6 * 16,68}{6} \right)$$

$$q_2 = -64,41\text{lb} / \text{pulg}^2 < 1192,26\text{lb} / \text{pulg}^2$$

De esto se puede deducir que la presión ejercida en el hormigón es menor que la admisible por tanto se elige la placa de 6" x 4" para la base del poste.

#### Determinación del espesor de la placa base:



**Figura 5.12** Placa base

Determinamos la dimensión  $n$  para así establecer el momento que soporta la placa ya que en este sector el momento es más crítico.

$$2n + 0,8D = 8" \quad (5.18)$$

$$n = \frac{8" - 0,8 * 1,9"}{2}$$

$$n = 3,24" (8,23 \text{ cm})$$

$$M_1 = \frac{qn^2}{3} \quad (5.19)$$

Dónde:

$M_1$ : Momento de flexión en la placa base

$q$ : Presión ejercida por la placa en el elemento de apoyo

$n$ : Distancia desde el extremo de placa hasta el extremo del poste

$$M_1 = \frac{72,64 \text{ lb.pulg} * (3,24 \text{ pulg})^2}{3}$$

$$M_1 = 254,18 \text{ lb.pulg} (293.46 \text{ kg.cm})$$

El espesor de la placa está dado por la expresión 5.20:

$$t = \left( \frac{6M_1}{Fb} \right)^{1/2} \quad (5.20)$$

Dónde:

$t$ : Espesor de la placa base

$M_1$ : Momento de flexión en la placa base

$Fb$ : Esfuerzo admisible de flexión del acero ( $0.6F_y$ )

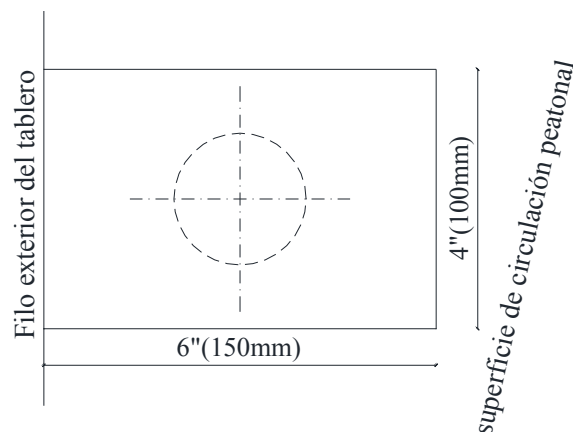
$$Fb = 0.6F_y = \sigma_{adm} \quad (5.2)$$

$$Fb = 21600 \text{ lb} / \text{pu lg}^2 (1521,82 \text{ kg} / \text{cm}^2)$$

$$t = \left( \frac{6 * 254,18 \text{ lb} \cdot \text{pu lg}}{21600 \text{ lb} / \text{pu lg}^2} \right)^{1/2}$$

$$t = 0.27 \text{ pu lg} (0.69 \text{ cm}), (6.9 \text{ mm})$$

La placa base utilizada es de 150x100x6.2mm



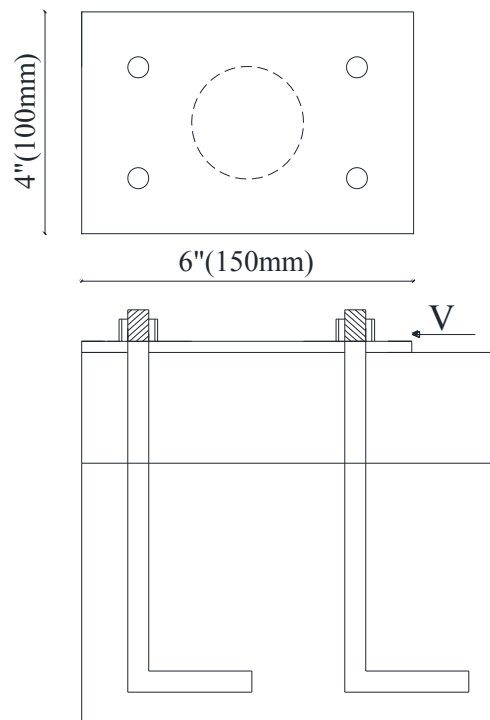
**Figura 5.13** Vista en planta de placa base

### Pernos de anclaje

El esfuerzo de corte en la sección debe ser menor o a lo sumo igual al esfuerzo admisible al corte del perno.

Se debe determinar el diámetro de los pernos, para este caso consideramos 4 pernos de acero para el anclaje del poste, determinamos el diámetro de cada uno y chequeamos el los esfuerzos a los que están sometidos como se muestra en la figura 5.14.





**Figura 5.14** Pernos de anclaje

$$F_{\text{corte}} = \frac{V}{4A_{\text{perno}}} \quad (5.21)$$

$$F_{\text{admisible corte}} = 0.33F_{\text{perno}} \quad (5.22)$$

Donde :

$F_{\text{corte}}$  : Esfuerzo de corte al que esta sometido el perno

$V$  : Fuerza de corte

$A_{\text{perno}}$  : Area del perno

$F_{\text{admisible corte}}$  : Esfuerzo admisible de corte del acero

$F_{\text{perno}}$  : Esfuerzo de fluencia del perno

Sustituyendo la ecuación 5.22 en la 5.21 y despejando el valor del área del perno tenemos:

$$A_{\text{perno}} = \frac{V}{4 * 0.33F_{\text{perno}}} \quad (5.23)$$

El esfuerzo de fluencia del perno es de 58 ksi (58000 lb/pulg<sup>2</sup>) [24]

$$A_{\text{perno}} = \frac{38.8lb}{4 * 0.33 * 58000lb / pulg^2}$$

$$A_{\text{perno}} = 0.0005 pulg^2 (0.003cm^2)$$

Se utiliza pernos de 3/8" y de 58 ksi

El área de cada perno de 3/8" es 0.110pulg<sup>2</sup> y es mayor que el área requerida.

### Comprobación:

$$F_{corte} = \frac{38.8lb}{4 * 0.110pulg^2}$$

$$F_{corte} = 88.10lb / pulg^2 \quad (5.24)$$

$$F_{admisible\ corte} = 0.33F_{perno}$$

$$F_{admisible\ corte} = 0.33 * 58ksi$$

$$F_{admisible\ corte} = 19140lb / pulg^2$$

$$F_{corte} \leq F_{admisible\ corte} \quad (5.25)$$

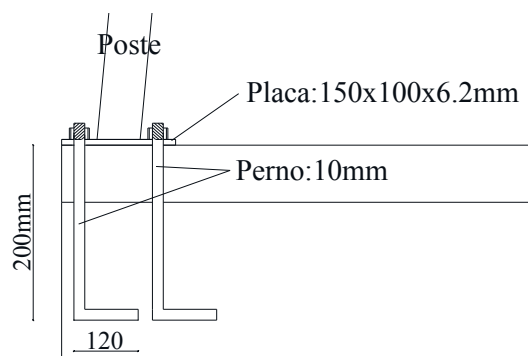
$$88.10 \ll 19140$$

El esfuerzo admisible de corte es mucho mayor que el esfuerzo de corte al que está sometido el perno, por y para garantizar la adherencia del perno al tablero:

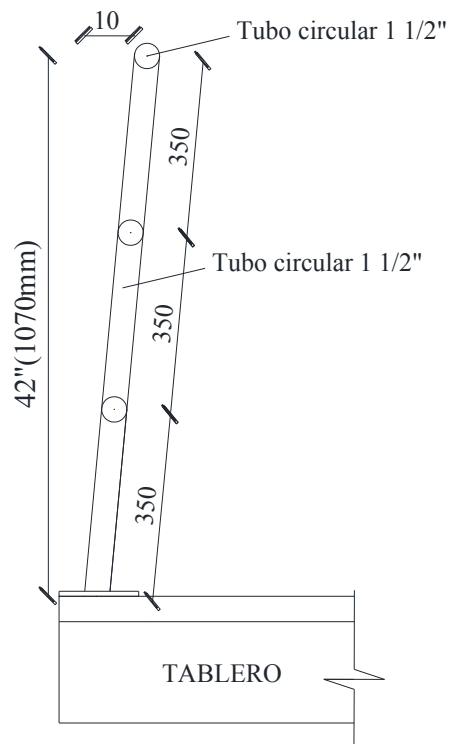
**Se adopta 4 pernos de 3/8" (10mm)**

### Resultado del diseño de la protección lateral peatonal

La protección peatonal lateral está determinada de la siguiente manera:



**Figura 5.15** Apoyo de protección lateral peatonal

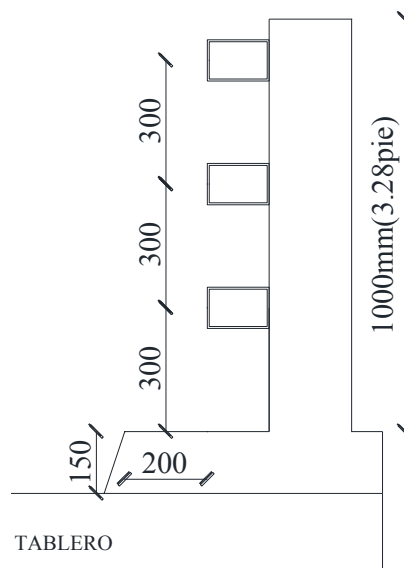


**Figura 5.16** Corte transversal de protección lateral peatonal

## 5.2.2 Diseño de protecciones laterales vehiculares

### a. Diseño de protecciones laterales vehiculares metálicas.

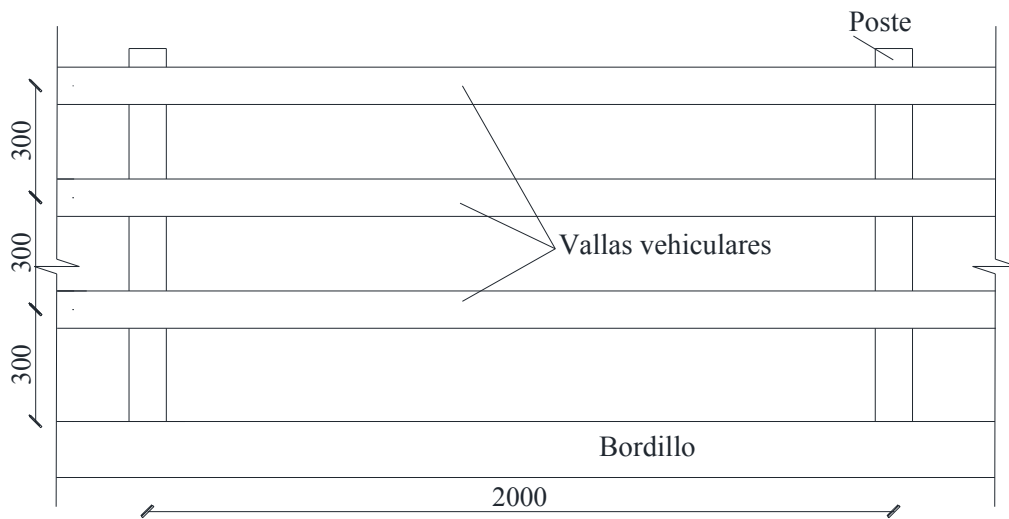
Se dispone un entramado de postes y vallas vehiculares de acero y un bordillo de hormigón armado como se muestra en la figura 5.17 y 5.18.



**Figura 5.17** Corte transversal de protección vehicular metálica

La separación de las vallas vehiculares es de 300mm medida entre ejes, la altura del poste es de 1000m, la altura del bordillo es de 150mm y el

ancho de este de 200mm, la protección se divide en módulos de 6000mm, con tres tramos de 2000mm medidos entre ejes de los postes.



**Figura 5.18** Corte longitudinal de protección vehicular metálica

Las dimensiones y separación se toman de acuerdo a las Especificaciones AASHTO Standard [2].

#### **Especificaciones del material para protección lateral vehicular de acero.-**

El material seleccionado para postes (perfiles) y vallas vehiculares (tubos rectangulares) y placas base es acero de grado A36 según la norma ASTM [28], cuyas especificaciones son:

Densidad de 7860 kg/m<sup>3</sup> (0,28 lb/in<sup>3</sup>)

Límite de fluencia de 250 MPA (36 ksi),

Límite de rotura de 410 MPa (58 ksi).

Para el bordillo utilizamos hormigón armado con:

**Acero en barras corrugadas de refuerzo:** Límite de fluencia  $f_y = 420$  MPa (4200kg/cm<sup>2</sup>)

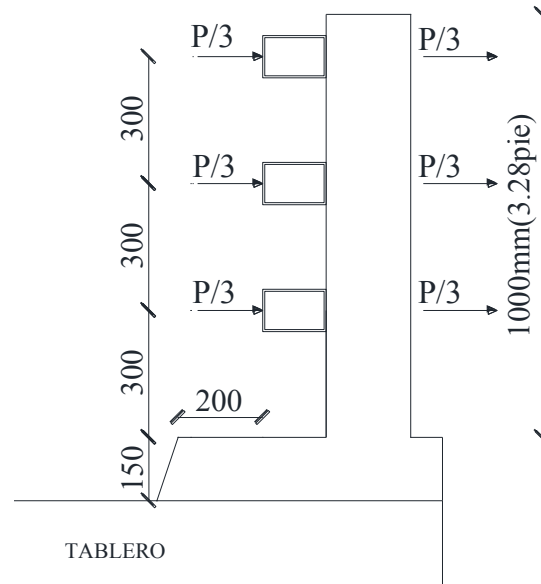
**Hormigón:** Resistencia a la compresión simple  $f'_c = 210$ kg/cm<sup>2</sup>

#### **Cargas y solicitaciones.-**

La carga que deben soportar las protecciones vehiculares es la carga viva vehicular (P) igual a 10 000lb (4535,9kg) que se considera aplicada como lo indican las especificaciones AASHTO Estándar [2] y se puede ver en la figura 5.19, (ver Capítulo 3).

$$P = 10 \text{ klb} : 4545.9 \text{ kg} : 4.55 \text{ T}$$

$$P/3 = 3.33klb : 1511.97kg : 1.51T$$



**Figura 5.19** Distribución de cargas en protección lateral vehicular metálica  
**Diseño de valla vehicular**

**Prediseño de la sección resistente:** Se debe determinar la sección resistente preliminar para soportar los esfuerzos producidos por las solicitaciones, en este caso para las vallas vehiculares utilizamos tubo de sección rectangular de acero.

La valla vehicular se diseña para un momento, como lo establecen las especificaciones AASHTO Estándar [2], (ver capítulo 3), de:

$$M = \frac{P/3 * L}{6} \quad (5.26)$$

*Dónde:*

*M:* Momento de diseño para valla vehicular

*P:* Carga vehicular según AASHTO Standard

*L:* Separación entre postes

Como lo establecen las especificaciones AASHTO estándar.

$$M = \frac{1.51T * 2m}{6}$$

$$M = 0.50 T.m(43.4 klb.pulg)$$

Con esto se determina el modulo resistente que debe tener la sección para el momento aplicado en la valla vehicular.

$$S = \frac{M}{\sigma_{adm}} \quad (5.3)$$

$$S = \frac{43400lb \cdot pu \lg}{21600lb / pu \lg^2}$$

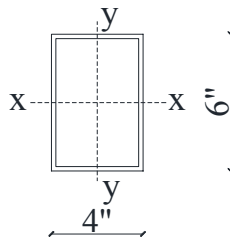
$$S = 2,01 pu \lg^3 (32,94cm^3)$$

Con este valor de modulo resistente se busca la sección más adecuada que se ajuste a dicho valor en las tablas Dimension and properties de la American Institute of Steel Construction. AISC [23]

En la tabla 1-93 STRUCTURAL TUBING RECTANGULAR [23] para perfiles rectangulares se obtiene la sección:

Tubo rectangular de 6" x 4" x 0.1875" de espesor.

Características de la sección elegida:



**Figura 5.20** Características de la sección

Area :  $A = 3,52 pu \lg^2 (22,71cm^2)$

Inercia :  $I_x = 17,4 pu \lg^4 (724,24cm^4)$

Inercia :  $I_y = 9,32 pu \lg^4 (387,93cm^4)$

Módulo resistente :  $S_x = 5,81 pu \lg^3 (95,21cm^3)$

Módulo resistente :  $S_y = 4,66 pu \lg^3 (76,36cm^3)$

Radio de giro :  $r_x = 2,23 pu \lg (5,66cm)$

Radio de giro :  $r_y = 1,63 pu \lg (4,14cm)$

Espesor :  $t = 0,1875 pu \lg (0,48cm)$

Con estos datos de la sección (Tubo rectangular de 6" x 4" x 0.1875") procedemos a chequear si es resistente a las solicitaciones establecidas anteriormente.

### Comprobación:

Chequeo de la sección compacta ósea si puede desarrollar el Momento Plástico sin que se produzca el pandeo local de ningún elemento de la

sección. Para ello se considera necesario que alcance una rotación inelástica de tres veces la rotación elástica [25].

Para que la sección sea compacta debe cumplir dos condiciones [24]:

$$\frac{b_f}{t_f} \leq \frac{65}{\sqrt{F_y}} \quad (5.27)$$

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{640}{\sqrt{F_y}} \quad (5.28)$$

*Dónde:*

*b<sub>f</sub>: Ancho del ala*

*d: Altura de la sección*

*t<sub>f</sub>: Espesor del ala*

*t<sub>w</sub>: Espesor del alma*

*F<sub>y</sub>: Esfuerzo de fluencia del acero*

$$\frac{b_f}{t_f} = \frac{4''}{2 * 0.1875''} = 10.67$$

$$\frac{65}{\sqrt{F_y}} = \frac{65}{\sqrt{36 \text{ ksi}}} = 10.83$$

$$10.67 < 10.83$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{6''}{0.1875''} = 32$$

$$\frac{640}{\sqrt{F_y}} = \frac{640}{\sqrt{36 \text{ ksi}}} = 106.7$$

$$32 < 106.7$$

De esto se puede determinar que la sección es compacta.

Chequeo de soporte lateral de la sección:

La longitud de apoyo lateral [24], que presenta la sección debe ser de como máximo la menor de las longitudes que se determinan con las expresiones 5.29 y 5.30:

$$L_1 = \frac{76 b_f}{12 \sqrt{F_y}} \quad (5.29)$$

$$L_2 = \frac{20000}{12F_y \left( \frac{d}{A_f} \right)} \quad (5.30)$$

*Dónde:*

*b<sub>f</sub>*: Ancho del ala

*d*: Altura de la sección

*A<sub>f</sub>*: Área del ala en compresión

*F<sub>y</sub>*: Esfuerzo de fluencia del acero

La longitud de apoyo de la valla vehicular está determinada por la distancia de separación entre ejes de los postes que es de 2 metros (6.56 pies=78.74 pulg).

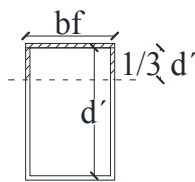
$$L_1 = \frac{76 * 4''}{12 \sqrt{36 \text{ksi}}} = 4.22 \text{ pie}(1.29 \text{m})$$

$$L_2 = \frac{20000}{12 * 36 \text{ksi} \left( \frac{6''}{4'' * 0.1875''} \right)} = 5.79 \text{ pie}(1.76 \text{m})$$

La separación entre postes es mayor que la longitud mínima que debe cumplir la sección para ser considerada como lateralmente apoyada.

De esto se puede decir que la sección es compacta pero no apoyada lateralmente.

Debido a esto determinamos el radio de giro de la sección comprimida  $r_t$ .



**Figura 5.21** Área comprimida de la sección

El área de la sección comprimida para el perfil elegido es:

$$A_T = b_f t_f + \frac{2}{3} d t_f \quad (5.31)$$

$$A_T = 4'' * 0,1875'' + \frac{2}{3} * 6'' * 0,1875''$$

$$A_T = 1,5 \text{ pulg}^2 (9,68 \text{cm}^2)$$

$$I_T = \frac{1}{12} \left( b_f^3 t_f + \frac{2}{3} d t_f^3 \right) \quad (5.32)$$



$$I_T = \frac{1}{12} \left( 4^3 * 0,1875 + \frac{2}{3} 6 * 0,1875^3 \right)$$

$$I_T = 1,0 \text{ pulg}^4 (41,62 \text{ cm}^4)$$

Dónde:

$b_f$ : Ancho del ala

$t_f$ : Espesor del ala

$A_T$ : Área de la sección en compresión

$I_T$ : Inercia de la sección en compresión

El radio de giro del área en compresión está dado por la expresión (5.33):

$$r_T = \sqrt{\frac{I_T}{A_T}} \quad (5.33)$$

$$r_T = \sqrt{\frac{1,0}{1,5}}$$

$$r_T = 0,82 \text{ pulg} (2,07 \text{ cm})$$

Con este valor de radio de giro del área en compresión se procede a encontrar la relación  $e_T$  determinada por la expresión (5.34):

$$e_T = \frac{l}{r_T} = \frac{78,74''}{0,82''} = 96,02 \quad (5.34)$$

Para poder establecer el valor del esfuerzo admisible para la sección elegida con la expresión 5.35 [24]:

$$F_b = \left( \frac{2}{3} - \frac{F_y \left( \frac{l}{r_T} \right)}{1530 \times 10^3 C_b} \right) F_y \quad (5.35)$$

Dónde:

$F_b$ : esfuerzo admisible a la flexión

$F_y$ : Esfuerzo de fluencia del acero

$r_T$ : Radio de giro del área en compresión

$C_b$ : Coeficiente debido al apoyo lateral

El valor de  $e_T$  debe estar entre los siguientes rangos límites [24]:

$$\left( \frac{l}{r_T} \right)_{\text{lim1}} = \sqrt{\frac{102 \times 10^3 C_b}{F_y}} \quad \text{klb / pulg}^2 \quad (5.36)$$

$$\left(\frac{l}{r_T}\right)_{\lim 2} = \sqrt{\frac{510 \times 10^3 C_b}{F_y}} \quad \text{klb} / \text{pu lg}^2 \quad (5.37)$$

$C_b = 1$  por ser una viga simplemente apoyada [24]:

$$\begin{aligned} \left(\frac{l}{r_T}\right)_{\lim 1} &= \sqrt{\frac{102 \times 10^3 * 1}{36}} = 53.23 \text{ klb} / \text{pu lg}^2 \\ \left(\frac{l}{r_T}\right)_{\lim 2} &= \sqrt{\frac{510 \times 10^3 * 1}{36}} = 119.02 \text{ klb} / \text{pu lg}^2 \\ 53.23 &< 96.02 < 119.02 \end{aligned}$$

De esto podemos determinar el esfuerzo admisible a flexión de la sección elegida.

$$F_b = \left( \frac{2}{3} - \frac{36(96.02)}{1530 \times 10^3 \times 1} \right) 36$$

$$F_b = 23.92 \text{ ksi} (1181.74 \text{ kg} / \text{cm}^2)$$

Este esfuerzo admisible debe ser menor o igual al esfuerzo de trabajo de la sección resistente.

$$F_{\text{trabajo}} = \frac{M}{S_x} \quad (5.38)$$

Dónde:

$F_{\text{trabajo}}$ : Esfuerzo de trabajo de la sección

$M$ : Momento de trabajo de la valla vehicular

$S_x$ : Módulo resistente del perfil elegido

$$F_{\text{trabajo}} = \frac{43400 \text{ lb} - \text{pu lg}}{5.81 \text{ pu lg}^3}$$

$$F_{\text{trabajo}} = 7469.88 \text{ lb} / \text{pu lg}^2 (7.45 \text{ ksi})$$

Este valor de esfuerzo lo comparamos con el esfuerzo admisible.

$$7.45 \text{ ksi} < 23.92 \text{ ksi}$$

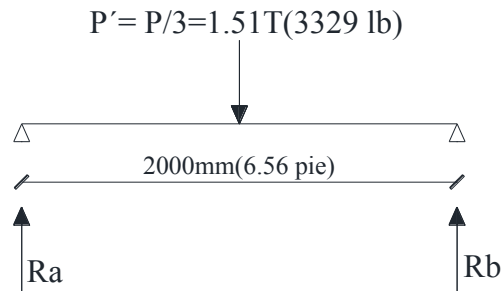
El esfuerzo de trabajo es menor al esfuerzo admisible por lo que la sección es resistente a la flexión.

El perfil utilizado es:

Tubo rectangular de 6" x 4" x 0.1875"

**Chequeo de la sección a esfuerzo cortante:** Se debe chequear si el perfil utilizado es resistente al esfuerzo de corte producido por la carga vehicular ( $P'$ ) como se indica en la figura 5.22.

**Solicitaciones:** La carga aplicada en el centro del tramo libre de la valla vehicular apoyada entre postes es  $P' = P/3 = 3329 \text{ lb}$  [2].



**Figura 5.22** Diagrama de cuerpo libre para análisis de valla vehicular al corte

La fuerza de corte a la que está sometida la valla vehicular es:

$$V = R_a = R_b = \frac{P'}{2} \quad (5.39)$$

Dónde:

$V$  = Fuerza de corte

$R_a, R_b$  = Reacción en los apoyos

$P'$  = Carga vehicular.

En este caso la fuerza de corte es:

$$V = \frac{3329 \text{ lb}}{2}$$

$$V = 1665 \text{ lb}(755 \text{ kg})$$

**Comprobación:**

El esfuerzo de trabajo al corte de la sección debe ser menor al esfuerzo admisible al corte del acero ( $F_v$ ) que para este caso es  $0.33 F_y$  [2].

$$f_v = \frac{V}{A} \quad (5.5)$$

Donde:

$f_v$ : Esfuerzo de trabajo al corte

$V$  : Fuerza de corte

$A$  : Area sometida al corte

$$A = 2 d t_f$$

$$f_v = \frac{1675,51 lb}{2 * 6 pulg * 0,1875 pulg}$$

$$f_v = 744,67 lb / pulg^2 (0,74 ksi), (52,03 kg / cm^2)$$

$$F_v = 0,33 F_y$$

$$F_v = 0,33 * 36 ksi$$

$$F_v = 11,88 ksi (837 kg / cm^2)$$

$$f_v < F_v$$

$$0,74 ksi < 11,88 ksi$$

La sección resiste el esfuerzo de corte al que está sometido.

El perfil utilizado es:

Tubo rectangular de 6" x 4" x 0.1875"

### Diseño del poste:

El material seleccionado para los postes es perfiles tipo H es acero de grado A36 según la norma ASTM [28], cuyas especificaciones son:

Densidad de 7860 kg/m<sup>3</sup> (0,28 lb/in<sup>3</sup>)

Límite de fluencia de 250 MPA (36 ksi),

Límite de rotura de 410 MPa (58 ksi).

### Cargas y solicitaciones

El poste se analiza como una viga en voladizo ya que se encuentra anclado al tablero y se diseña para un momento  $M$  producido por las cargas ( $P/3$ ) como lo indican las Especificaciones AASHTO Estándar [2], aplicadas a la altura de las vallas vehiculares como se indica en la figura 5.23.

$$M = \frac{P}{3} * 0,30 + \frac{P}{3} * 0,60 + \frac{P}{3} * 0,90 \quad (5.40)$$

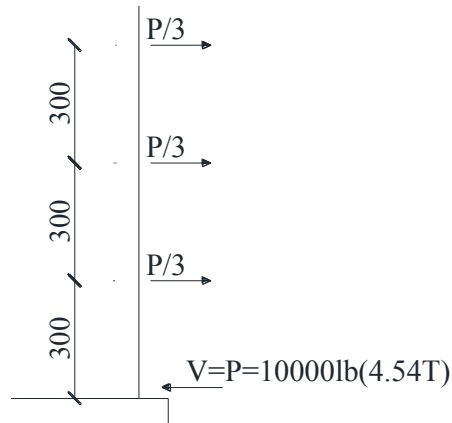
Dónde:

$M$ : Momento de diseño para valla vehicular

$P$ : Carga vehicular según la AASHTO Standard

$$M = 1,80 * \frac{P}{3}$$

$$M = \frac{3P}{5}$$



**Figura 5.23** Cargas en poste.

$$M = \frac{3 * 4535,93 \text{ kg}}{5}$$

$$M = 2721,56 \text{ kg.m} (236,22 \text{ klb.pu lg})$$

**Prediseño del poste:** Se debe determinar la sección resistente preliminar para soportar los esfuerzos producidos por las sollicitaciones, en este caso para los postes utilizamos perfil tipo H.

$$S = \frac{M}{\sigma_{adm}} \quad (5.3)$$

$$S = \frac{236220 \text{ lb.pu lg}}{21600 \text{ lb / pu lg}^2}$$

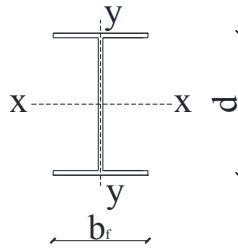
$$S = 10,94 \text{ pu lg}^3 (179,27 \text{ cm}^3)$$

Con este valor de módulo resistente se busca la sección más adecuada que se ajuste a dicho valor en las tablas Dimension and properties de la American Institute of Steel Construction. AISC [23]

En la tabla 1-28 W SHAPES [23] para perfiles H se obtiene la sección:

Perfil W 6 x 20

Características de la sección elegida:



**Figura 5.24** Características de la sección

$d : 6,20 \text{ pu lg}(15,75\text{cm})$

*Espesor del alma* :  $t_w = 0,260 \text{ pu lg}(0,66\text{cm})$

*Ancho del ala* :  $b_f = 6,020 \text{ pu lg}(15,29\text{cm})$

*Espesor del ala* :  $t_f = 0,365 \text{ pu lg}(0,93\text{cm})$

*Area* :  $A = 5,87 \text{ pu lg}^2(22,71\text{cm}^2)$

*Inercia* :  $I_x = 41,4 \text{ pu lg}^4(1723,20\text{cm}^4)$

*Inercia* :  $I_y = 13,3 \text{ pu lg}^4(553,59\text{cm}^4)$

*Modulo resistente* :  $S_x = 13,4 \text{ pu lg}^3(219,59\text{cm}^3)$

*Modulo resistente* :  $S_y = 4,41 \text{ pu lg}^3(72,27\text{cm}^3)$

*Radio de giro* :  $r_x = 2,66 \text{ pu lg}(6,76\text{cm})$

*Radio de giro* :  $r_y = 1,50 \text{ pu lg}(3,81\text{cm})$

*Radio de giro de la seccion en compresion* :  $r_T : 1,64 \text{ pu lg}(4,17\text{cm})$

Con estos datos de la sección procedemos a chequear si es resistente a las solicitaciones establecidas anteriormente.

**Comprobación:** Chequeo de la sección compacta ósea si puede desarrollar el Momento Plástico sin que se produzca el pandeo local de ningún elemento de la sección. Para ello se considera necesario que alcance una rotación inelástica de tres veces la rotación elástica [25].

Para que la sección sea compacta debe cumplir dos condiciones [24]:

$$\frac{b_f}{t_f} \leq \frac{65}{\sqrt{F_y}} \quad (5.27)$$

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{640}{\sqrt{F_y}} \quad (5.28)$$

*Dónde:*

$b_f$ : *Ancho del ala*

$d$ : *Altura de la sección*

$t_f$ : Espesor del ala

$t_w$ : Espesor del alma

$F_y$ : Esfuerzo de fluencia del acero

$$\frac{b_f}{t_f} = \frac{6,020''}{2 \cdot 0,365''} = 8,25$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{6,20''}{0,260''} = 23,84$$

$$\frac{65}{\sqrt{F_y}} = \frac{65}{\sqrt{36 \text{ ksi}}} = 10,83$$

$$8,25 < 10,83$$

$$\frac{640}{\sqrt{F_y}} = \frac{640}{\sqrt{36 \text{ ksi}}} = 106,7$$

$$23,84 < 106,7$$

De esto se puede determinar que la sección es compacta.

La sección no se apoya lateralmente por ser un voladizo.

De esto se puede decir que la sección es compacta pero no apoyada lateralmente, entonces el esfuerzo admisible es:

$$F_b = 0,60 F_y \quad (5.2)$$

Este esfuerzo admisible debe ser menor o igual al esfuerzo de trabajo de la sección resistente.

$$F_{trabajo} = \frac{M}{S_x} \quad (5.38)$$

$$F_{trabajo} = \frac{236220 \text{ lb} \cdot \text{pu} \cdot \text{lg}}{13,4 \text{ pu} \cdot \text{lg}^3}$$

$$F_{trabajo} = 17628.36 \text{ lb} / \text{pu} \cdot \text{lg}^2 (17.63 \text{ ksi}), (1239.4 \text{ kg} / \text{cm}^2)$$

Este valor de esfuerzo lo comparamos con el esfuerzo admisible.

$$17,63 \text{ ksi} < 21,6 \text{ ksi}$$

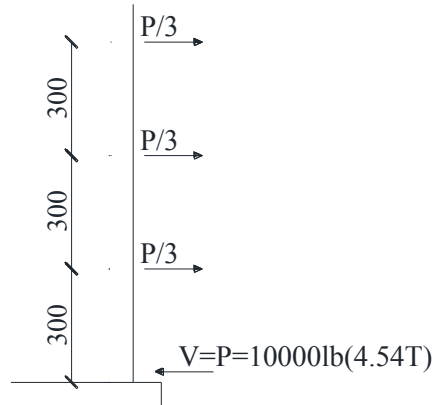
El esfuerzo de trabajo es menor al esfuerzo admisible por lo que la sección es resistente a la flexión.

El perfil utilizado es:

Perfil tipo I W 6 x 20

**Chequeo de la sección a esfuerzo cortante:** Se debe chequear si el perfil utilizado es resistente al esfuerzo de corte producido por la carga vehicular como se indica en la figura 5.25.

**Solicitaciones:** La fuerza de corte ( $V$ ) en la base del poste es la suma de las cargas  $P/3$  aplicadas a la altura de cada valla vehicular como se indica en la figura 5.25.



**Figura 5.25** Diagrama de cuerpo libre para análisis de valla vehicular al corte

$$V = 10000 \text{ lb}(4545,93 \text{ kg})$$

El esfuerzo de trabajo al corte de la sección debe ser menor al esfuerzo admisible al corte del acero ( $F_v$ ) que para este caso es  $0.33 F_y$  [2]

$$f_v = \frac{V}{A} \quad (5.5)$$

*Dónde:*

$f_v$ : Esfuerzo de trabajo al corte

$V$ : Fuerza de corte

$A$ : Área sometida al esfuerzo cortante

$$A = d' t_w \quad (5.41)$$

$$d' = d - 2t_f \quad (5.42)$$

*Dónde:*

$d$ : Altura de la sección

$t_f$ : Espesor del ala

$t_w$ : Espesor del alma

$A$ : Área sometida al esfuerzo cortante



$$f_v = \frac{10000 lb}{(6,20'' - 2 * 0,365'') * 0,260''}$$

$$f_v = 7031,4 lb / pulg^2 (7,03 ksi), (494,33 kg / cm^2)$$

### Comprobación:

El esfuerzo de trabajo al corte de la sección debe ser menor al esfuerzo admisible al corte del acero ( $F_v$ ) que para este caso es  $0.33 F_y$  [2].

$$F_v = 0,33 F_y \quad (5.43)$$

$$F_v = 0,33 * 36 ksi$$

$$F_v = 11,88 ksi (837 kg / cm^2)$$

$$f_v < F_v$$

$$7,03 ksi < 11,88 ksi$$

La sección resiste el esfuerzo de corte al que está sometido.

El perfil utilizado para el poste es:

Perfil tipo I W 6 x 20

### Diseño de placa base

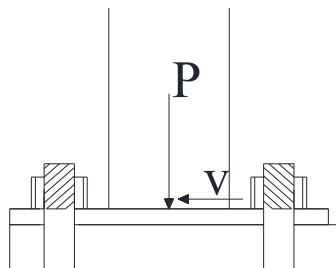
El material seleccionado para las placas base es acero de grado A36 según la norma ASTM [28], cuyas especificaciones son:

Densidad de  $7860 kg/m^3$  ( $0,28 lb/in^3$ )

Límite de fluencia de 250 MPa (36 ksi),

Límite de rotura de 410 MPa (58 ksi).

**Solicitaciones:** La carga  $P$  transmitida al poste estará determinada por el peso propio del poste y el peso de las vallas vehiculares.



**Figura 5.26** Cargas en Placa base

Peso del poste y valla vehicular:

$$P_{Poste} = H * A_{Poste} * \gamma_{Acero} \quad (5.44)$$

$$P_{Valla} = L * A_{Valla} * \gamma_{Acero} \quad (5.45)$$

Dónde:

$P_{Poste}$ : Peso propio del poste

$H$ : Altura del poste

$A_{poste}$ : Área transversal del poste

$\gamma_{Acero}$ : Peso específico del acero: 7860 kg/m<sup>3</sup>

$P_{Valla}$ : peso propio de la valla vehicular

$A_{valla}$ : Área transversal de la valla vehicular

$L$ : Espaciamiento entre postes

$$P_{Poste} = 1,0m * 0,0023m^2 * 7860kg / m^3$$

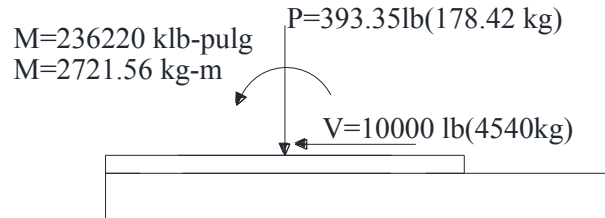
$$P_{Poste} = 18,08kg(39,86lb)$$

$$P_{Valla} = 3 * 2,0m * 0,0034 * 7860kg / m^3$$

$$P_{Valla} = 160,34kg(353,49lb)$$

$$P = 39,86lb + 353,49lb$$

$$P = 393,35lb(178,42kg)$$



**Figura 5.27** Solicitaciones en placa base

Para estas solicitaciones determinamos el valor de excentricidad  $e$ .

$$e = \frac{M}{P} \quad (5.14)$$

Donde :

$e$ : excentricidad

$M$ : Momento en base de poste

$P$ : Carga vertical

$$e = \frac{236220lb.pulg}{393,35lb}$$

$$e = 600,53pulg(1,53m)$$

La resultante se sitúa fuera del eje del ala comprimida del poste, debido a esto tomamos momentos con respecto al punto extremo del poste ya que el momento es absorbido por los pernos de anclaje.

Dimensiones de la placa de anclaje:

Si B=10" y L=12"

$$q = \frac{P}{BL} \left( 1 \pm \frac{6e}{L} \right) \quad (5.17)$$

Asumimos una placa base de 12" x 10" y chequeamos el esfuerzo transmitido al material de apoyo.

La placa estará apoyada en el tablero de hormigón.

El esfuerzo admisible del hormigón para soportar la placa base es de  $0.35f'_c$

Si adoptamos que el tablero de hormigón tendrá una resistencia de diseño de  $f'_c = 240 \text{ kg/cm}^2$

$$q_{\text{admisible}} = 0.35f'_c \quad (5.15)$$

$$q_{\text{admisible}} = 0.35 * 240 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

$$q_{\text{admisible}} = 84 \text{ kg} / \text{cm}^2 (1192.26 \text{ lb} / \text{pulg}^2)$$

El esfuerzo transmitido al elemento de apoyo debe ser menor que el esfuerzo admisible.

$$q \leq q_{\text{admisible}} \quad (5.16)$$

Si B=10" y L=12"

**Comprobación:** El esfuerzo transmitido por la placa base debe ser menor al esfuerzo admisible al aplastamiento en el material de apoyo que en este caso es el hormigón del tablero del puente.

$$q_1 = \frac{396,35}{10 * 12} \left( 1 + \frac{6 * 600,53}{12} \right)$$

$$q_1 = 995,05 \text{ lb} / \text{pulg}^2 < 1192,26 \text{ lb} / \text{pulg}^2$$

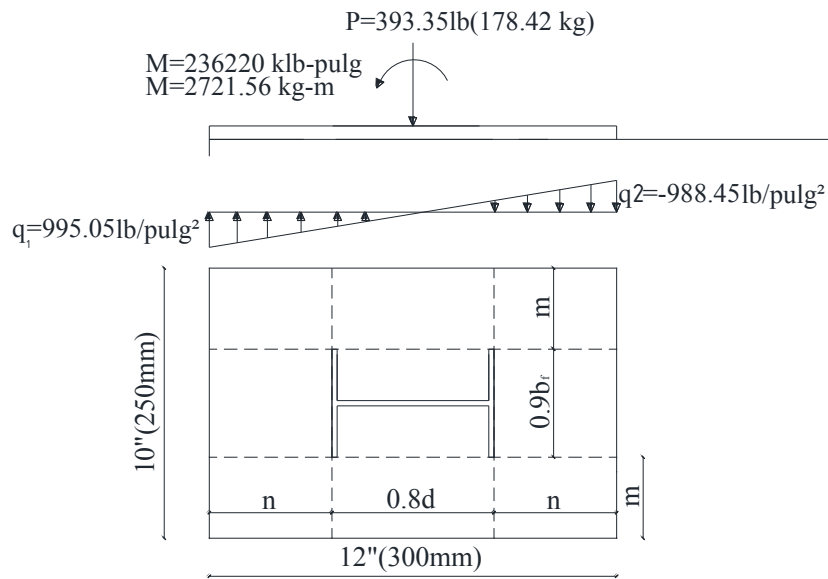
$$q_2 = \frac{396,35}{10 * 12} \left( 1 - \frac{6 * 600,53}{12} \right)$$

$$q_2 = -988,45 \text{ lb} / \text{pulg}^2 < 1192,26 \text{ lb} / \text{pulg}^2$$

De esto se puede deducir que la presión ejercida en el hormigón es menor que la admisible por tanto se elige la placa de 10" x 12" para la base del poste.

Se utiliza una placa base de: 250x300mm(10"x12")

#### Determinación del espesor de la placa base:



**Figura 5.28** Placa base

Determinamos la dimensión n para así establecer el momento que soporta la placa ya que en este sector el momento es más crítico.

$$2n + 0,8d = 12" \quad (5.46)$$

$$n = \frac{12" - 0,8 * 6,20"}{2}$$

$$n = 3,52"(8,94cm)$$

$$M_1 = \frac{qn^2}{3} \quad (5.19)$$

$$M_1 = \frac{995,05lb / pulg * (3,52 pulg)^2}{3}$$

$$M_1 = 4109,69 lb.pulg(4734,89 kg.cm)$$

El espesor de la placa estará dado por la siguiente expresión:

$$t = \left( \frac{6M_1}{Fb} \right)^{1/2} \quad (5.20)$$

$$Fb = 0,6F_y = \sigma_{adm} \quad (5.2)$$

$$Fb = 21600lb / pulg^2 (1521,82kg / cm^2)$$

$$t = \left( \frac{6 * 4109,69lb.pulg}{21600lb / pulg^2} \right)^{1/2}$$

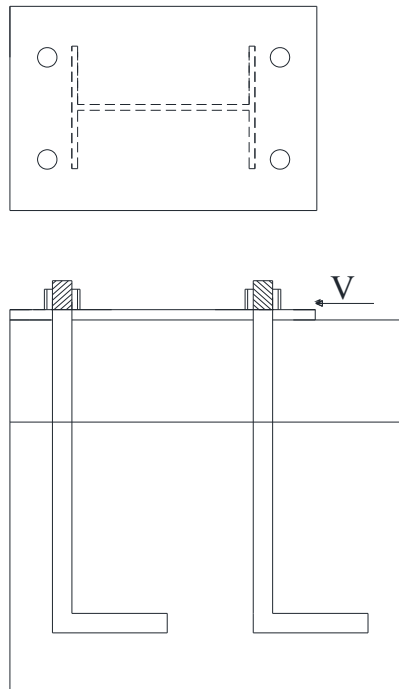
$$t = 1,07 pulg (2,71cm), (27mm)$$

Se utiliza una placa base de: 250x300x27mm

### Diseño de pernos de anclaje

El esfuerzo de corte en la sección debe ser menor o a lo sumo igual al esfuerzo admisible al corte del perno.

Se debe determinar el diámetro de los pernos, para este caso consideramos 4 pernos de acero para el anclaje del poste, determinamos el diámetro de cada uno y chequeamos el los esfuerzos a los que están sometidos como se muestra en la figura 5.29.



**Figura 5.29** Pernos de anclaje

$$F_{corte} = \frac{V}{4A_{perno}} \quad (5.21)$$

$$F_{admisible\ corte} = 0,33F_{perno} \quad (5.22)$$

Donde :

$F_{corte}$  : Esfuerzo de corte al que esta sometido el perno

$V$  : Fuerza de corte

$A_{perno}$  : Area del perno

$F_{admisible\ corte}$  : Esfuerzo admisible de corte del acero

$F_{perno}$  : Esfuerzo de fluencia del perno

Sustituyendo la ecuación 5.17 en la 5.16 y despejando el valor del área del perno tenemos:

$$A_{perno} = \frac{V}{4 * 0,33 F_{perno}} \quad (5.23)$$

El esfuerzo de fluencia del perno es de 58 ksi (58000 lb/pulg<sup>2</sup>) [24]

$$A_{perno} = \frac{10\,000\,lb}{4 * 0,33 * 58000\,lb / \text{pulg}^2}$$
$$A_{perno} = 0,131\,\text{pulg}^2 (0,85\,cm^2)$$

Se utiliza pernos de 1/2" y de 58 ksi.

El área de cada perno de 1/2" es 0,196pulg<sup>2</sup> y es mayor que el área requerida.

**Comprobación:**

$$F_{corte} = \frac{10000\,lb}{4 * 0,196\,\text{pulg}^2}$$
$$F_{corte} = 12755,10\,lb / \text{pulg}^2$$
$$F_{admisible\ corte} = 0,33 F_{perno} \quad (5.22)$$

$$F_{admisible\ corte} = 0,33 * 58\,ksi$$

$$F_{admisible\ corte} = 19140\,lb / \text{pulg}^2$$

$$F_{corte} \leq F_{admisible\ corte} \quad (5.25)$$

$$12755,10\,lb / \text{pulg}^2 < 19140\,lb / \text{pulg}^2$$

El esfuerzo admisible de corte es mayor que el esfuerzo de corte al que está sometido el perno por lo tanto:

**Se adopta 4 pernos de 1/2" (12mm)**

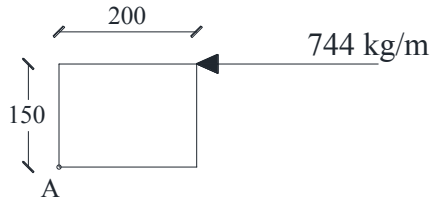
La longitud de los dobles de los pernos será 12 diámetros de la barra [27], en este caso es:

$$l = 12 * 12\,mm$$

$$l = 144\,mm$$

**Diseño de bordillo:** El bordillo es de hormigón armado.

**Dimensiones del elemento:** El bordillo es de sección rectangular, con una altura de 150mm y un ancho de 200mm, estas dimensiones se toman de acuerdo a las Especificaciones AASHTO Standard [2].



**Figura.5.30** Dimensiones y carga en bordillo

Para el bordillo utilizamos:

**Acero en barras corrugadas de refuerzo:** Límite de fluencia  $f_y = 420$  MPa ( $4200 \text{ kg/cm}^2$ )

**Hormigón:** Resistencia a la compresión simple  $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$

Esfuerzos admisibles:

$$f_c = 0.40 f'_c$$

$$f_s = 0.4 f_y$$

**Solicitaciones:**

La carga a la que está sometido el bordillo es de  $744 \text{ kg/m}$  lineal y está ubicada en la parte superior del bordillo tal como se muestra en la fig. 5.30.

El momento al que está sometido el bordillo es:

$$M_A = 0,744 T.m * 0,15m$$

$$M_A = 0,11 T.m (11000 \text{ kg.cm})$$

**Diseño del bordillo a flexión:** Determinamos si la sección resistente que se muestra en la figura 5.30 es adecuada y establecemos la cantidad de acero de refuerzo para esta sección sometida a los esfuerzos de flexión y corte.

Determinamos la relacion de elasticidades dada por la expresion 5.47:

$$n = \frac{E_s}{E_c} \quad (5.47)$$

$$n = \frac{2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2}{15100 \sqrt{210 \text{ kg/cm}^2}}$$

$$n = 10$$

$$f_c = 0,40 * 210 = 84 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = 0,4 * 4200 = 1680 \text{ kg/cm}^2$$

El coeficiente de reducción de distancia a la fibra comprimida es:

$$k = \frac{n f_c}{n f_c + f_s} \quad (5.48)$$

$$k = \frac{10 * 84}{10 * 84 + 1680}$$

$$k = 0,33$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} \quad (5.49)$$

$$j = 1 - \frac{0,33}{3}$$

$$j = 0,89$$

El factor de resistencia de la sección es:

$$R = \frac{1}{2} f_c j k \quad (5.50)$$

$$R = \frac{1}{2} * 84 * 0,89 * 0,33$$

$$R = 12,34 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_r = R b d^2 \quad (5.51)$$

$$M_r = 12,34 * b * d^2$$

$$M_r = 12,34 * 100 \text{ cm} * 17 \text{ cm}$$

$$M_r = 20978 \text{ kg.cm}$$

Calculamos el acero de refuerzo con la expresión 5.52:

$$A_s = \frac{M_A}{f_s j d} \quad (5.52)$$

$$A_s = \frac{11000 \text{ kg.cm}}{1680 \text{ kg/cm}^2 * 0,89 * 17 \text{ cm}}$$

$$A_s = 0,43 \text{ cm}^2$$

Chequeamos el refuerzo mínimo que debe cumplir la sección:

$$A_{s_{\min}} = \frac{14}{f_y} b d \quad (5.53)$$



Dónde:

$A_{smin}$ : Área mínima de refuerzo

$f_y$ : Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo

$b$ : Ancho de la sección

$d$ : altura efectiva desde el eje del acero de refuerzo a la fibra más comprimida de hormigón

$$A_{smin} = \frac{14}{4200} * 100 * 17$$

$$A_{smin} = 5,67 \text{ cm}^2$$

El área mínima de refuerzo es mayor que el área de refuerzo calculada, por esta razón el área de refuerzo será el área mínima.

$$A_s < A_{smin}$$

$$A_s = 5,67 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow 1\phi 12 \text{ mm} @ 20 \text{ cm}$$

### Análisis del bordillo a esfuerzo cortante

La fuerza de corte a la que está sometido el poste será 744 kg en un ancho unitario de 1 metro.

$$V = 744 \text{ kg}$$

$$v = \frac{V}{b d} \quad (5.54)$$

$$v = \frac{744 \text{ kg}}{100 * 17}$$

$$v = 0,44 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

Por seguridad tomaremos el esfuerzo cortante, que resiste la sección de hormigón, como nulo:

$$v_c = 0$$

El espaciamiento del refuerzo por corte estará dado por:

$$s = \frac{f_s * A_v}{v b} \quad (5.55)$$

Considerando el refuerzo por corte como un estribo de  $\Phi$  8mm,  $A_v = 0.502 \text{ cm}^2$  en una rama tendremos un espaciamiento  $s$  de:

$$s = \frac{1680 * 0,502}{0,44 * 100}$$

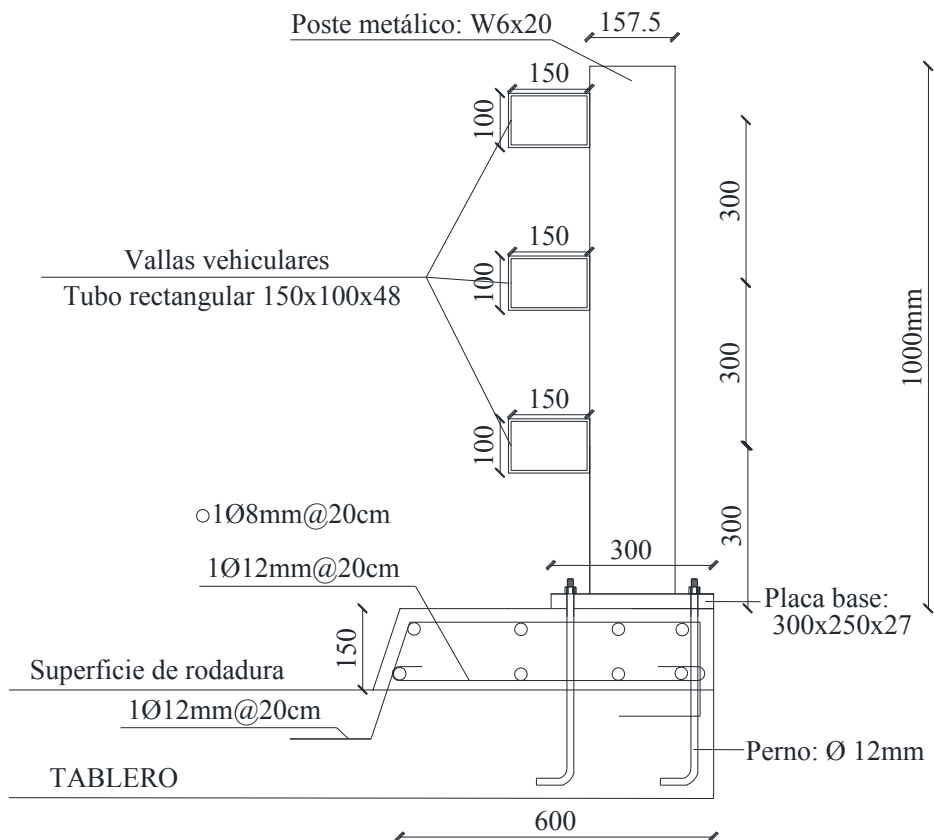
$$s = 19,17 \text{ cm}$$

El refuerzo por corte para el bordillo es:

$$E : 1\phi 8\text{mm}@20\text{cm}$$

### Resultado del diseño de la protección lateral peatonal

La protección peatonal lateral está determinada de la siguiente manera:

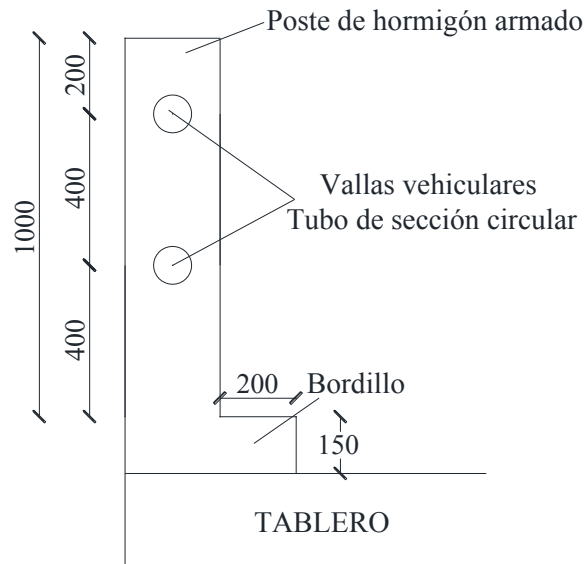


**Figura.5.31** Protección lateral vehicular metálica

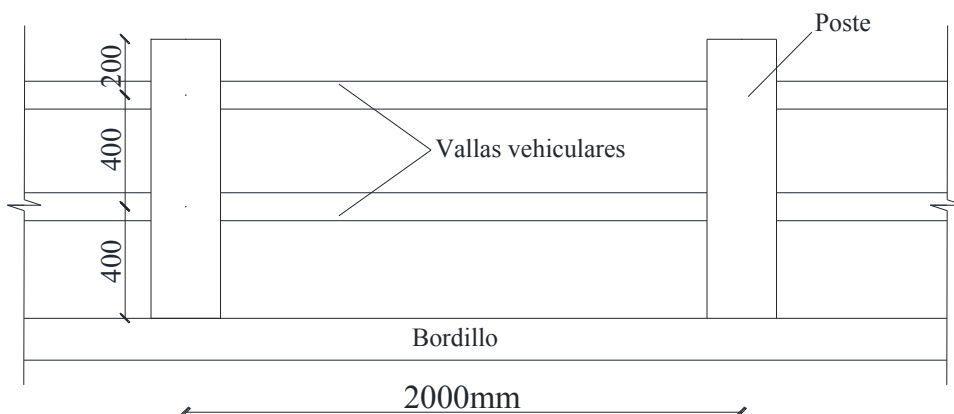
### b. Diseño de protecciones laterales vehiculares: poste de hormigón armado y valla vehicular metálica

Se dispone un entramado de postes de hormigón armado y 2 vallas vehiculares metálicas de sección circular como se muestra en la figura 5.32 y figura 5.33.

La separación de las vallas vehiculares es de 400mm medida entre ejes, la altura del poste es de 1000mm, la altura del bordillo es de 150mm y el ancho de este de 200mm, la protección se divide en módulos de 6000mm, con tres tramos de 2000mm medidos entre ejes de los postes.



**Figura 5.32** Corte transversal de protección lateral



**Figura 5.33** Corte longitudinal de protección lateral

Las dimensiones y separación se toman de acuerdo a las Especificaciones AASHTO Standard [2].

### **Especificaciones de los materiales**

El material seleccionado para vallas vehiculares (tubos de sección circular) y placas base es acero de grado A36 según la norma ASTM [28], cuyas especificaciones son:

Densidad de  $7860 \text{ kg/m}^3$  ( $0,28 \text{ lb/in}^3$ )

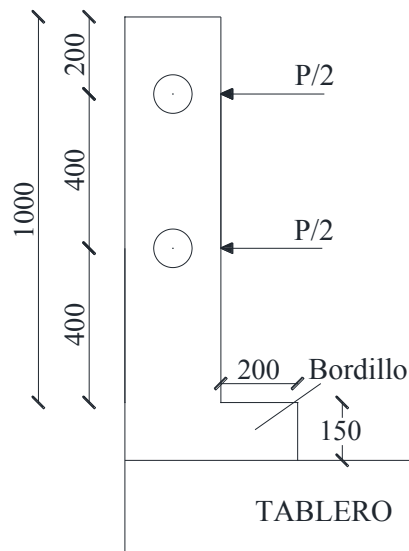
Límite de fluencia de 250 MPa (36 ksi),

Límite de rotura de 410 MPa (58 ksi).

El material seleccionado para el poste y el bordillo es hormigón armado y se utiliza:

Acero en barras corrugadas de refuerzo con Límite de fluencia  $f_y = 420$  MPa ( $4200 \text{ kg/cm}^2$ ) y Hormigón de Resistencia a la compresión simple  $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ .

**Cargas y solicitaciones:** La carga que soportan las protecciones vehiculares es la carga viva vehicular (P) igual a 10 000lb (4535,9kg) que se considera aplicada como lo indican las especificaciones AASHTO Estándar [2] y se puede ver en la figura 5.34, (ver Capítulo 3).



**Figura 5.34** Distribución de cargas en protección lateral vehicular metálica.

$$P = 10\,000 \text{ lb} : 4535,9 \text{ kg} (4,54 \text{ T})$$

$$P/2 = 5000 \text{ lb} : 2267,96 \text{ kg} (2,23 \text{ T})$$

Para este tipo de protección lateral utilizamos:

Hormigón:  $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$

Acero:  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Esfuerzos admisibles:

$$f_c = 0,40 f'_c$$

$$f_s = 0,4 f_y$$

El momento al que está sometido el poste es:

$$M = 0,4 \frac{P}{2} + 0,8 \frac{P}{2} \quad (5.56)$$

$$M = 0,2(3P)$$

$$M = \frac{3P}{5}$$

Donde :

*M* : Momento al que esta sometido el poste

*P* : Carga vehicular

$$M = \frac{3 \cdot 4,54T}{5}$$

$$M = 2,72T.m (2,72 \times 10^5 \text{ kg.cm})$$

### Diseño del poste

Para el poste utilizamos hormigón armado, se utiliza: Acero en barras corrugadas de refuerzo con Límite de fluencia  $f_y = 420 \text{ MPa}$  ( $4200 \text{ kg/cm}^2$ ) y Hormigón de Resistencia a la compresión simple  $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ .

**Prediseño de la sección resistente:** Se debe determinar la sección resistente preliminar para soportar los esfuerzos producidos por las sollicitaciones, en este caso para los postes utilizamos hormigón armado.

Determinamos la relacion de elasticidades dada por la expresion 5.47:

$$n = \frac{E_s}{E_c} \quad (5.47)$$

Donde :

*n* : Razón entre el módulo de elasticidad del hormigón y módulo de elasticidad del acero

*E<sub>s</sub>*: Módulo de elasticidad del acero

*E<sub>c</sub>*: Módulo de elasticidad del hormigón

$$n = \frac{2,1 \times 10^6 \text{ kg / cm}^2}{15100 \sqrt{210 \text{ kg / cm}^2}}$$

$$n = 10$$

$$f_c = 0,40 \cdot 210 = 84 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = 0,4 \cdot 4200 = 1680 \text{ kg/cm}^2$$

El coeficiente de reducción de distancia a la fibra comprimida es:

$$k = \frac{n f_c}{n f_c + f_s} \quad (5.48)$$

Donde:

$k$ : coeficiente de reducción de la distancia de la fibra comprimida al eje neutro de la sección

$f_c$ : Esfuerzo admisible del hormigón

$f_s$ : Esfuerzo admisible del acero de refuerzo

$n$ : Razón entre el módulo de elasticidad del hormigón y módulo de elasticidad del acero

$$k = \frac{10 \cdot 84}{10 \cdot 84 + 1680}$$

$$k = 0,33$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} \quad (5.49)$$

$$j = 1 - \frac{0,33}{3}$$

$$j = 0,89$$

El factor de resistencia de la sección es:

$$R = \frac{1}{2} f_c j k \quad (5.50)$$

$$R = \frac{1}{2} \cdot 84 \cdot 0,89 \cdot 0,33$$

$$R = 12,34 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

Por tratarse de carga accidental la AASHTO Estándar [2], permite el aumento del 50% de los esfuerzos admisibles.

$$M_r = 1,5 R b d^2 \quad (5.57)$$

Donde:

$M_r$ : Momento resistente

$b$ : Ancho de la sección

$d$ : altura desde el eje del acero de refuerzo a la fibra mas comprimida

$$M_r = 1,5 \cdot 12,34 \cdot b \cdot d^2$$

El momento resistente debe ser igual al momento al que está sometido el poste.

$$M = M_r \quad (5.58)$$

$$2,72 \times 10^5 \text{ kg.cm} = 1,5 \cdot 12,34 \text{ kg} / \text{cm}^2 \cdot b \cdot d^2$$

$$d = \sqrt{\frac{2,72 \times 10^5}{1,5 * 12,34 * b}}$$

Si adoptamos un valor de  $b=25$  cm tenemos:

$$d = \sqrt{\frac{2,72 \times 10^5}{1,5 * 12,34 * 25}}$$

$$d = 24,24 \text{ cm}$$

Adoptamos una altura de 25cm para la sección del poste

De esto tenemos un poste de sección: 25 x 25 cm

Calculamos el acero de refuerzo con la expresión 5.52:

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} \quad (5.52)$$

Donde :

$A_s$  : Area de acero de refuerzo

$M$  : Momento al que esta sometido el poste

$f_s$  : Esfuerzo admisible del acero

$d$  : altura desde el eje del acero de refuerzo a la fibra mas comprimida

$$A_s = \frac{2,72 \times 10^5 \text{ kg.cm}}{1680 \text{ kg / cm}^2 * 0,89 * 22,5 \text{ cm}}$$

$$A_s = 8,09 \text{ cm}^2$$

Armadura interior :  $A_s : 3\phi 20 \text{ mm}$

Armadura exterior :  $A_{s_{ext}} = \frac{A_s}{2}$

Armadura exterior :  $A_{s_{ext}} : 3\phi 14 \text{ mm}$

**Comprobación:** Los esfuerzos admisibles en el acero y en el hormigón deben ser mayores a los esfuerzos de trabajo en estos materiales.

$$f_s = \frac{M_s}{A_s j d} \quad (5.59)$$

$$f_c = \frac{2M_s}{k j b d^2} \quad (5.60)$$

Dónde:

$f_s$ : Esfuerzo de servicio del acero

$f_c$ : Esfuerzo de servicio del hormigón

$M_s$ : Momento de servicio

*As: Área del acero de refuerzo*

*d: Altura desde el eje del acero de refuerzo a la fibra más comprimida de hormigón.*

*k: Coeficiente de reducción de la distancia de la fibra comprimida al eje neutro de la sección*

*b: Ancho de la sección*

$$f_s = \frac{2,72 \times 10^5 \text{ kg.cm}}{9,42 * 0,89 * 24,24}$$

$$f_s = 1338,4 \text{ kg / cm}^2$$

$$f_{s \text{ admisible}} = 0,4 * 4200 = 1680 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s < f_{s \text{ admisible}}$$

$$f_c = \frac{2 * 2,72 \times 10^5 \text{ kg.cm}}{0,33 * 0,89 * 25 * 24,24^2}$$

$$f_c = 126 \text{ kg / cm}^2$$

$$f_{c \text{ ADMISIBLE}} = 0,40 * 210 = 84 \text{ kg/cm}^2$$

Por tratarse de carga accidental la AASHTO permite el aumento del 50% de los esfuerzos admisibles, en este caso el esfuerzo admisible del hormigón es:

$$f_{c \text{ ADMISIBLE}} = 1,5 * 0,40 * 210 = 126 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c = f_{c \text{ admisible}}$$

El esfuerzo de servicio es menor que el esfuerzo admisible del acero, y el esfuerzo de servicio del hormigón es igual al esfuerzo admisible, por lo que se acepta el diseño.

De esto tenemos un poste de sección: 25 x 25 cm, y armadura de refuerzo:

*Armadura interior : As : 3φ20mm*

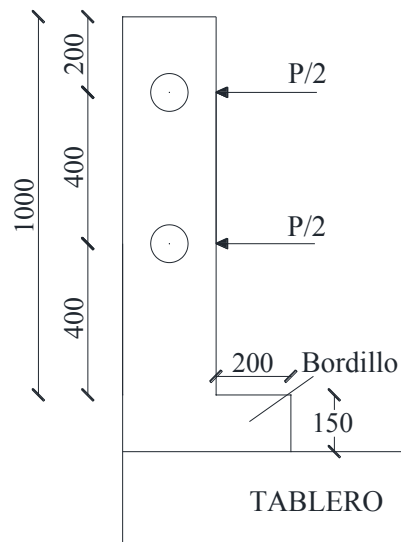
$$\text{Armadura exterior : } As_{\text{ext}} = \frac{As}{2}$$

*Armadura exterior : As<sub>ext</sub> : 3φ14mm*

**Análisis del poste a esfuerzo cortante:** Se debe determinar el acero de refuerzo que resiste el esfuerzo cortante en el poste.



**Solicitaciones:** La carga  $P/2$  esta aplicada a la altura de cada valla vehicular, debido a que se tiene 2 vallas vehiculares la fuerza de corte que se produce en la base del poste es  $P=10\ 000\text{lb}$  (4545kg).



**Figura 5.35** Distribución de cargas en protección lateral vehicular metálica

$$V = P = 4545\text{ kg}$$

$$v = \frac{V}{bd} \quad (5.54)$$

*Dónde:*

$v$ : Esfuerzo cortante al que está sometido el poste

$V$ : Fuerza de corte

$b$ : Ancho de la sección del poste

$d$ : Altura desde el eje neutro del acero de refuerzo a la fibra más comprimida de hormigón

$$v = \frac{4545\text{kg}}{25 * 22,5}$$

$$v = 8,08\text{ kg} / \text{cm}^2$$

Por seguridad tomamos el esfuerzo cortante, que resiste la sección de hormigón, como nulo:

$$v_c = 0$$

**Determinación del espaciamiento del refuerzo por corte:**

El espaciamiento del refuerzo por corte esta dado por:

$$s = \frac{f_s * A_v}{v b} \quad (5.55)$$

*Dónde:*

*s. Espaciamiento del refuerzo por corte*

*f<sub>s</sub>: Esfuerzo admisible del acero*

*A<sub>v</sub>: Esfuerzo de corte al que está sometido el poste*

*B: Ancho de la sección*

Considerando el refuerzo por corte como un estribo de  $\Phi$  10mm  $A_v=1.01cm^2$ , en dos ramas tenemos un espaciamento s de:

$$s = \frac{1680 * 1,01}{8.08 * 25}$$

$$s = 13.05 cm$$

El refuerzo por corte es:  $E : 1\phi 10mm @ 10cm$

### **Diseño de valla vehicular**

Para la valla vehicular en esta protección se utiliza un tubo de sección circular por cada valla vehicular, en este caso tenemos dos vallas vehiculares con tubo circular.

### **Solicitaciones:**

Cada valla vehicular se diseña para un momento, como lo establecen las especificaciones AASHTO Estándar [2], de:

$$M = \frac{P/2 * L}{6} \quad (5.61)$$

*Dónde:*

$P=10\ 000lb(4,55\ T)$

$L=2000mm(2m)$

$$M = \frac{2,28T * 2m}{6}$$

$$M = 0,76\ T.m(65,96\ klb.pulg)$$

### **Prediseño de la sección resistente:**

Se debe determinar la sección resistente preliminar para soportar los esfuerzos producidos por las solicitaciones, en este caso para las vallas vehiculares utilizamos tubo de sección circular.

Con el momento de servicio se determina el módulo resistente que debe tener la sección para el momento aplicado en la valla vehicular.

$$S = \frac{M}{\sigma_{adm}} \quad (5.3)$$

$$S = \frac{65960lb \cdot pu \lg}{21600lb / pu \lg^2}$$

$$S = 3,054 pu \lg^3 (50.04cm^3)$$

Con este valor de modulo resistente se busca la sección más adecuada que se ajuste a dicho valor en las tablas Dimension and properties de la American Institute of Steel Construction. AISC [23]

En la tabla 1-89 PIPE [23] para perfiles circulares se obtiene la sección:

Tubo circular de 4" de diámetro x 0.237" de espesor.

Características de la sección elegida:

$$\text{Área : } A = 3,17 pu \lg^2 (20,45cm^2)$$

$$\text{Inercia : } I = 7,23 pu \lg^4 (300,94cm^4)$$

$$\text{Módulo resistente : } S = 3,21 pu \lg^3 (52,60cm^3)$$

$$\text{Radio de giro : } r = 1,51 pu \lg (3,84cm)$$

$$\text{Espesor : } t = 0,237 pu \lg (0,60cm)$$

Con estos datos de la sección procedemos a chequear si la sección de la valla vehicular es resistente a las solicitaciones establecidas anteriormente.

**Comprobación:** Se debe chequear si el esfuerzo de trabajo de la sección de la valla vehicular es menor al esfuerzo admisible del acero.

De esto podemos determinar el esfuerzo admisible a flexión de la sección de acero elegida.

$$Fb = 060Fy$$

Este esfuerzo admisible debe ser menor o igual al esfuerzo de trabajo de la sección resistente.

$$F_{trabajo} = \frac{M}{S_x} \quad (5.38)$$

Donde :

$F_{trabajo}$  : Esfuerzo de trabajo de la sección

$M$  : Momento de trabajo de la valla vehicular

$S_x$  : Módulo resistente del perfil elegido

$$F_{trabajo} = \frac{65960 \text{ lb} \cdot \text{pu} \cdot \text{lg}}{3,21 \text{ pu} \cdot \text{lg}^3}$$

$$F_{trabajo} = 20548,29 \text{ lb} / \text{pu} \cdot \text{lg}^2 (20,55 \text{ ksi})$$

Este valor de esfuerzo lo comparamos con el esfuerzo admisible.

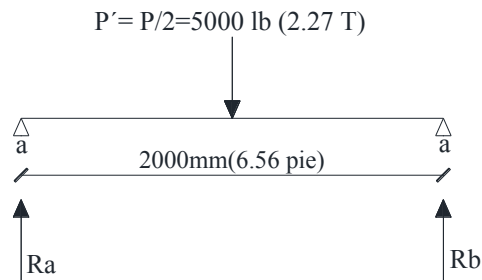
$$20,55 \text{ ksi} < 21,6 \text{ ksi}$$

El esfuerzo de trabajo de la valla vehicular es menor al esfuerzo admisible del acero por lo que la sección es resistente a la flexión, en este caso se acepta el diseño.

Se utiliza un perfil circular de 4" de diámetro y espesor de 0.237"

**Chequeo de la sección a esfuerzo cortante:** Se debe chequear si el tubo utilizado es resistente al esfuerzo de corte producido por la carga vehicular ( $P/3$ ) como se indica en la figura 5.36.

**Solicitaciones:** La carga aplicada en el centro del tramo libre de la valla vehicular apoyada entre postes es  $P/2 = 5000 \text{ lb}$  [2].



**Figura 5.36** Diagrama de cuerpo libre para análisis de valla vehicular al corte

$$V = Ra = Rb = \frac{P}{4} \quad (5.32)$$

$$V = \frac{10000 \text{ lb}}{4}$$

$$V = 2500 \text{ lb} (1136.4 \text{ kg})$$

El esfuerzo de trabajo al corte de la sección debe ser menor al esfuerzo admisible al corte del acero ( $F_v$ ) que para este caso es  $0.33 F_y$  [2]

$$f_v = \frac{V}{A} \quad (5.5)$$

$$A = 3,17 \text{ pu} \cdot \text{lg}^2$$

$$f_v = \frac{2500lb}{3,17 pu \lg^2}$$

$$f_v = 788,6 lb / pu \lg^2 (0,79ksi), (55,54kg / cm^2)$$

**Comprobación:** Se debe chequear si el esfuerzo de trabajo de la sección de la valla vehicular es menor al esfuerzo admisible del acero.

$$F_v = 0,33 F_y$$

$$F_v = 0,33 * 36 ksi$$

$$F_v = 11,88 ksi (837 kg / cm^2)$$

$$f_v < F_v$$

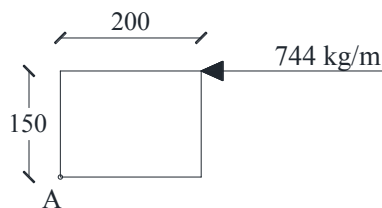
$$0,79 ksi < 11,88 ksi$$

La sección de valla vehicular resiste el esfuerzo de corte al que está sometido.

Se utiliza un perfil circular de 4" de diámetro y espesor de 0,237"

**Diseño de bordillo:** Determinamos las dimensiones del bordillo, y la cantidad de acero de refuerzo para resistir las solicitaciones ejercidas en él.

**Dimensiones del elemento:** El bordillo es de sección rectangular, con una altura de 150mm y un ancho de 200mm, estas dimensiones se toman de acuerdo a las Especificaciones AASHTO Standard [2].



**Figura.5.37** Dimensiones y carga en bordillo

**Especificaciones de los materiales:** Para el bordillo utilizamos hormigón armado con:

**Acero en barras corrugadas de refuerzo:** Límite de fluencia  $f_y = 420$  MPa ( $4200 kg/cm^2$ )

**Hormigón:** Resistencia a la compresión simple  $f'_c = 210 kg/cm^2$

Esfuerzos admisibles:

$$f_c = 0,40 f'_c$$

$$f_s = 0,4 f_y$$

**Solicitaciones:**

La carga a la que está sometido el bordillo es de 744 kg/m lineal y está ubicada en la parte superior del bordillo tal como se muestra en la fig. 5.37.

El momento al que está sometido el bordillo es:

$$M_A = 0,744 T * 0,15m$$

$$M_A = 0,11 T.m(11000 kg.cm)$$

**Diseño del bordillo a flexión:** Determinamos si la sección resistente que se muestra en la figura 5.37 es adecuada y establecemos la cantidad de acero de refuerzo para esta sección sometida a los esfuerzos de flexión y corte.

Determinamos la relación de elasticidades dada por la expresión 5.47:

$$n = \frac{E_s}{E_c} \quad (5.47)$$

$$n = \frac{2,1 \times 10^6 kg/cm^2}{15100 \sqrt{210} kg/cm^2}$$

$$n = 10$$

$$f_c = 0,40 * 210 = 84 kg/cm^2$$

$$f_s = 0,4 * 4200 = 1680 kg/cm^2$$

El coeficiente de reducción de distancia a la fibra comprimida es:

$$k = \frac{n f_c}{n f_c + f_s} \quad (5.48)$$

$$k = \frac{10 * 84}{10 * 84 + 1680}$$

$$k = 0,33$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} \quad (5.49)$$

$$j = 1 - \frac{0,33}{3}$$

$$j = 0,89$$

El factor de resistencia de la sección es:

$$R = \frac{1}{2} f_c j k \quad (5.50)$$

$$R = \frac{1}{2} * 84 * 0,89 * 0,33$$

$$R = 12,34 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

$$Mr = R b d^2 \quad (5.51)$$

$$Mr = 12,34 * b * d^2$$

$$Mr = 12,34 * 100 \text{ cm} * 17 \text{ cm}$$

$$Mr = 20978 \text{ kg.cm}$$

Calculamos el acero de refuerzo con la siguiente expresión:

$$As = \frac{M_A}{f_s j d} \quad (5.52)$$

$$As = \frac{11000 \text{ kg.cm}}{1680 \text{ kg} / \text{cm}^2 * 0,89 * 17 \text{ cm}}$$

$$As = 0,43 \text{ cm}^2$$

Chequeamos el refuerzo mínimo que debe cumplir la sección:

$$As_{\min} = \frac{14}{f_y} b d \quad (5.53)$$

Donde :

$As_{\min}$  : Área mínima de refuerzo

$f_y$  : Esfuerzo de fluencia del acero

$b$  : Ancho de la sección

$d$  : altura desde el eje del acero de refuerzo a la fibra mas comprimida

$$As_{\min} = \frac{14}{4200} * 100 * 17$$

$$As_{\min} = 5,67 \text{ cm}^2$$

El área mínima de refuerzo es mayor que el área de refuerzo calculada, por esta razón el área de refuerzo es el área mínima.

$$As < As_{\min}$$

$$As = 5,67 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow 1\phi 12 \text{ mm} @ 20 \text{ cm}$$

### **Análisis del bordillo a esfuerzo cortante**

La fuerza de corte a la que está sometido el poste es 744 kg en un ancho unitario de 1 metro.

$$V = 744 \text{ kg}$$

$$v = \frac{V}{bd} \quad (5.54)$$

$$v = \frac{744kg}{100*17}$$

$$v = 0,44kg / cm^2$$

Por seguridad tomamos el esfuerzo cortante, que resiste la sección de hormigón, como nulo:

$$v_c = 0$$

El espaciamiento del refuerzo por corte está dado por:

$$s = \frac{f_s * Av}{vb} \quad (5.55)$$

Considerando el refuerzo por corte como un estribo de  $\Phi$  8mm  $Av=0.502cm^2$ , en una rama tendremos un espaciamiento s de:

$$s = \frac{1680*0,502}{0,44*100}$$

$$s = 19,17 cm$$

El refuerzo por corte para el bordillo es:

$$E : 1\phi 8mm @ 20cm$$

### Comprobación:

Chequeamos los esfuerzos de servicio contra los esfuerzos admisibles

$$f_s = \frac{M_s}{A_s jd} \quad (5.59)$$

$$f_c = \frac{2M_s}{kjbd^2} \quad (5.60)$$

$$f_s = \frac{11000kg.cm}{1,13*0,89*17}$$

$$f_s = 643,4kg / cm^2$$

$$f_{s \text{ admisible}} = 0,4*4200=1680kg/cm^2$$

$$f_s < f_{s \text{ admisible}}$$

$$f_c = \frac{2*11000kg.cm}{0,33*0,89*20*17^2}$$

$$f_c = 12,96kg / cm^2$$



$$f_{cADMISIBLE} = 0,40 \cdot 210 = 84 \text{ kg/cm}^2$$

Por tratarse de carga accidental la AASHTO permite el aumento del 50% de los esfuerzos admisibles, en este caso el esfuerzo admisible del hormigón es:

$$f_{cADMISIBLE} = 1,5 \cdot 0,40 \cdot 210 = 126 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c < f_{c \text{ admisible}}$$

El esfuerzo de servicio es menor que el esfuerzo admisible del acero, y el esfuerzo de servicio del hormigón es igual al esfuerzo admisible, por lo que se acepta el diseño.

De esto tenemos un bordillo de 150mm de altura y una base de 200mm y armadura de refuerzo:

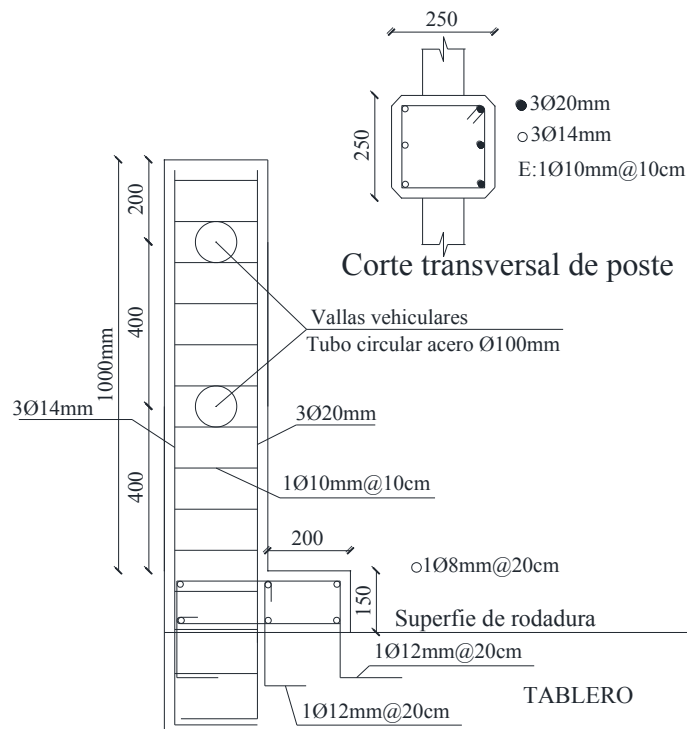
$$A_s : 1\phi 12\text{mm} @ 20\text{cm}$$

La longitud de los dobles de las varillas en el anclaje con el tablero es 12 diámetros de la barra [27], en este caso es:

$$l = 12 \cdot 20\text{mm}$$

$$l = 240\text{mm}$$

**Resultado del diseño de la protección lateral vehicular: Poste de hormigón armado y vallas vehiculares de acero.**

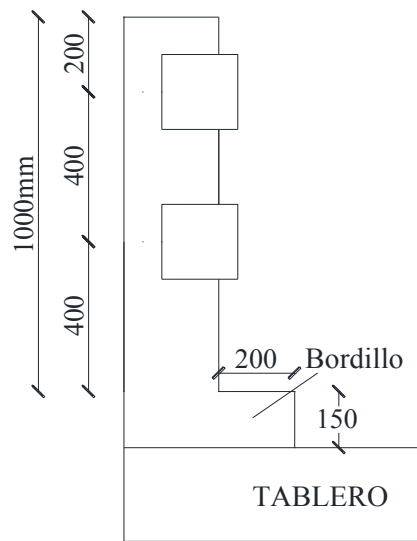


**Figura 5.38** Protección lateral vehicular con poste de hormigón armado y vallas vehiculares metálicas

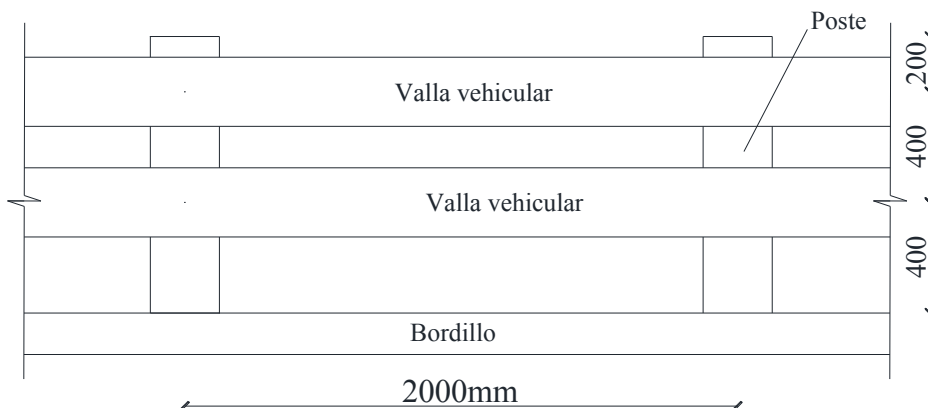
**c. Diseño de protecciones laterales vehiculares: poste y valla vehicular de hormigón armado**

Se dispone un entramado de postes y 2 vallas vehiculares de hormigón armado como se muestra en la figura 5.39 y figura 5.40.

La separación de las vallas vehiculares es de 400mm medida entre ejes, la altura del poste es de 1000mm, la altura del bordillo es de 150mm y el ancho de este de 200mm, la protección se divide en módulos de 6000mm, con tres tramos de 2000mm medidos entre ejes de los postes.



**Figura 5.39** Corte transversal de protección lateral



**Figura 5.40** Corte longitudinal de protección lateral

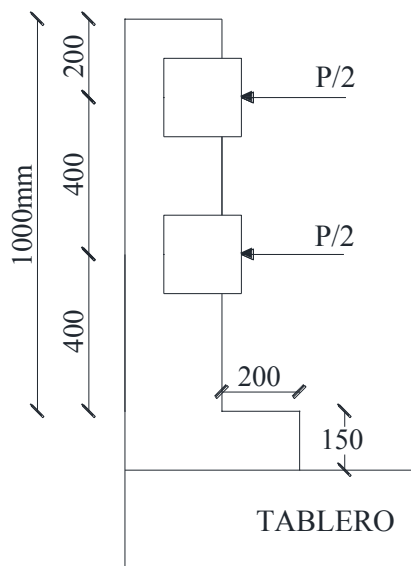
**Especificaciones técnicas del material a utilizarse:**

El material seleccionado los postes, vallas vehiculares y bordillo es hormigón armado y se utiliza:

**Acero en barras corrugadas de refuerzo:** Límite de fluencia  $f_y = 420$  MPA (4200kg/cm<sup>2</sup>)

**Hormigón:** Resistencia a la compresión simple  $f'_c = 210$  kg/cm<sup>2</sup>

**Cargas y solicitaciones:** La carga que deben soportar las protecciones vehiculares es la carga viva vehicular (P) igual a 10 000lb (4535,9kg) que se considera aplicada como lo indican las especificaciones AASHTO Estándar [2] y se puede ver en la figura 5.41, (ver Capítulo 3).



**Figura 5.41** Distribución de cargas en protección lateral vehicular de hormigón armado

$$P = 10\,000\text{lb}(4535,9\text{kg}), (4,54\text{T})$$

$$P/2 = 5000\text{lb}(2267,96\text{kg}), (2,3\text{T})$$

Esfuerzos admisibles en el hormigón ( $f_c$ ) y acero ( $f_s$ ):

$$f_c = 0,40f'_c$$

$$f_s = 0,40f_y$$

El momento al que está sometido el poste es:

$$M = 0,4 \frac{P}{2} + 0,8 \frac{P}{2} \quad (5.56)$$

$$M = 0,2 * 3P$$

$$M = \frac{3P}{5}$$

$$M = \frac{3 * 4,54\text{T}}{5}$$

$$M = 2,72T - m$$

**Diseño de poste:** Para el poste utilizamos hormigón armado, se utiliza: Acero en barras corrugadas de refuerzo con Límite de fluencia  $f_y = 420$  MPa ( $4200\text{kg/cm}^2$ ) y Hormigón de Resistencia a la compresión simple  $f'_c = 210\text{kg/cm}^2$ .

**Prediseño de la sección resistente:** Se debe determinar la sección resistente preliminar para soportar los esfuerzos producidos por las solicitaciones, en este caso para los postes utilizamos hormigón armado. Determinamos la relación de elasticidades dada por la expresión 5.47:

$$n = \frac{E_s}{E_c} \quad (5.47)$$

$$n = \frac{2,1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2}{15100 \sqrt{210 \text{ kg/cm}^2}}$$

$$n = 10$$

$$f_c = 0,40 \cdot 210 = 84 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = 0,4 \cdot 4200 = 1680 \text{ kg/cm}^2$$

El coeficiente de reducción de distancia a la fibra comprimida es:

$$k = \frac{n f_c}{n f_c + f_s} \quad (5.48)$$

$$k = \frac{10 \cdot 84}{10 \cdot 84 + 1680}$$

$$k = 0,33$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} \quad (5.49)$$

$$j = 1 - \frac{0,33}{3}$$

$$j = 0,89$$

El factor de resistencia de la sección es:

$$R = \frac{1}{2} f_c j k \quad (5.50)$$

$$R = \frac{1}{2} \cdot 84 \cdot 0,89 \cdot 0,33$$

$$R = 12,34 \text{ kg/cm}^2$$

Por tratarse de carga accidental la AASHTO Estándar [2], permite el aumento del 50% de los esfuerzos admisibles.

$$Mr = 1,5 R b d^2 \quad (5.57)$$

$$Mr = 1,5 * 12,34 * b * d^2$$

El momento resistente debe ser igual al momento al que está sometido el poste.

$$M = Mr \quad (5.58)$$

$$2,72 \times 10^5 \text{ kg.cm} = 1,5 * 12,34 \text{ kg / cm}^2 * b * d^2$$

$$d = \sqrt{\frac{2,72 \times 10^5}{1,5 * 12,34 * b}}$$

Si adoptamos un valor de  $b=25$  cm tendremos:

$$d = \sqrt{\frac{2,72 \times 10^5}{1,5 * 12,34 * 25}}$$

$$d = 24,24 \text{ cm}$$

Adoptamos una altura de 25cm para la sección del poste

De esto tenemos un poste de sección: 25 x 25 cm

Calculamos el acero de refuerzo con la expresión 5.52:

$$As = \frac{M}{f_s j d} \quad (5.52)$$

$$As = \frac{2,72 \times 10^5 \text{ kg.cm}}{1680 \text{ kg / cm}^2 * 0,89 * 22,5 \text{ cm}}$$

$$As = 8,09 \text{ cm}^2$$

Armadura interior :  $As : 3\phi 20 \text{ mm}$

$$\text{Armadura exterior : } As_{ext} = \frac{As}{2}$$

Armadura exterior :  $As_{ext} : 3\phi 14 \text{ mm}$

**Comprobación:** Los esfuerzos admisibles en el acero y en el hormigón deben ser mayores a los esfuerzos de trabajo en estos materiales.

$$f_s = \frac{M_s}{A_s j d} \quad (5.59)$$

$$f_c = \frac{2M_s}{k j b d^2} \quad (5.60)$$

*Dónde:*

*f<sub>s</sub>: Esfuerzo de servicio del acero*

*f<sub>c</sub>: Esfuerzo de servicio del hormigón*

*M<sub>s</sub>: Momento de servicio*

*A<sub>s</sub>: Área del acero de refuerzo*

*d: Altura desde el eje del acero de refuerzo a la fibra más comprimida de hormigón.*

*k: Coeficiente de reducción de la distancia de la fibra comprimida al eje neutro de la sección*

*b: Ancho de la sección*

$$f_s = \frac{2,72 \times 10^5 \text{ kg.cm}}{9,42 * 0,89 * 24,24}$$

$$f_s = 1338,4 \text{ kg / cm}^2$$

$$f_{s \text{ admisible}} = 0,4 * 4200 = 1680 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s < f_{s \text{ admisible}}$$

$$f_c = \frac{2 * 2,72 \times 10^5 \text{ kg.cm}}{0,33 * 0,89 * 25 * 24,24^2}$$

$$f_c = 126 \text{ kg / cm}^2$$

$$f_{c \text{ ADMISIBLE}} = 0,40 * 210 = 84 \text{ kg/cm}^2$$

Por tratarse de carga accidental la AASHTO Estándar [2], permite el aumento del 50% de los esfuerzos admisibles, en este caso el esfuerzo admisible del hormigón es:

$$f_{c \text{ ADMISIBLEsLE}} = 1,5 * 0,40 * 210 = 126 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c = f_{c \text{ admisible}}$$

El esfuerzo de servicio en el acero de refuerzo es menor que el esfuerzo admisible del acero, y el esfuerzo de servicio del hormigón es igual al esfuerzo admisible, por lo que se acepta el diseño.

De esto tenemos un poste de sección: 25 x 25 cm, y armadura de refuerzo:

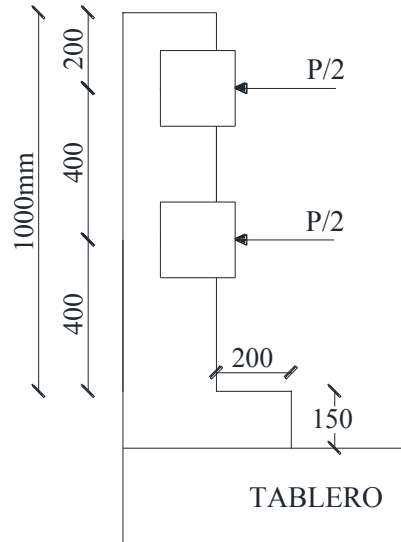
*Armadura interior : A<sub>s</sub> : 3φ20mm*

*Armadura exterior : A<sub>s ext</sub> =  $\frac{A_s}{2}$*

*Armadura exterior : A<sub>s ext</sub> : 3φ14mm*

**Análisis del poste a esfuerzo cortante:** Se debe determinar el acero de refuerzo que resiste el esfuerzo cortante en el poste.

**Solicitaciones:** La carga  $P/2$  esta aplicada a la altura de cada valla vehicular, debido a que se tiene 2 vallas vehiculares la fuerza de corte que se produce en la base del poste es  $P=10\ 000\text{lb}$  (4545kg).



**Figura 5.42** Distribución de cargas en protección lateral vehicular de hormigón.

La fuerza de corte a la que está sometido el poste es la suma de las cargas en las vallas vehiculares en este caso:

$$V = P = 4545\text{ kg}$$

$$v = \frac{V}{b d} \quad (5.54)$$

$$v = \frac{4545\text{ kg}}{25 * 22,5}$$

$$v = 8,08\text{ kg} / \text{cm}^2$$

Por seguridad tomamos el esfuerzo cortante, que resiste la sección de hormigón, como nulo:

$$v_c = 0$$

#### **Determinación del esfuerzo por corte:**

El espaciamiento del refuerzo por corte está dado por:

$$s = \frac{f_s * A_v}{v b} \quad (5.55)$$

Considerando el refuerzo por corte como un estribo de  $\Phi$  10mm, en dos ramas  $A_v = 1.57 \text{ cm}^2$  tendremos un espaciamiento  $s$  de:

$$s = \frac{1680 * 1.57}{8.08 * 25}$$

$$s = 13.05 \text{ cm}$$

El refuerzo por corte es:  $E : 1\phi 10 \text{ mm} @ 10 \text{ cm}$

### Diseño de valla vehicular

Cada valla vehicular es de hormigón armado, en este caso tenemos dos vallas vehiculares.

**Especificaciones de los materiales:** Para la valla vehicular de hormigón armado se utiliza:

**Acero en barras corrugadas de refuerzo:** Límite de fluencia  $f_y = 420$  MPA ( $4200 \text{ kg/cm}^2$ )

**Hormigón:** Resistencia a la compresión simple  $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$

### Cargas y solicitaciones:

Cada valla vehicular se diseña para un momento, como lo establecen las especificaciones AASHTO Estándar [2], de:

$$M = \frac{P/2 * L}{6} \quad (5.61)$$

$$M = \frac{2.28 T * 2m}{6}$$

$$M = 0.76 T.m (76000 \text{ kg.cm})$$

**Prediseño de la sección resistente:** Se debe determinar la sección resistente preliminar para soportar los esfuerzos producidos por las solicitaciones, en este caso para las vallas vehiculares utilizamos hormigón armado.

Determinamos la relación de elasticidades dada por la expresión 5.47:

$$n = \frac{E_s}{E_c} \quad (5.47)$$

$$n = \frac{2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2}{15100 \sqrt{210 \text{ kg/cm}^2}}$$

$$n = 10$$

$$f_c = 0.40 * 210 = 84 \text{ kg/cm}^2$$



$$f_s = 0.4 * 4200 = 1680 \text{ kg/cm}^2$$

El coeficiente de reducción de distancia a la fibra comprimida es:

$$k = \frac{n f_c}{n f_c + f_s} \quad (5.48)$$

$$k = \frac{10 * 84}{10 * 84 + 1680}$$

$$k = 0,33$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} \quad (5.49)$$

$$j = 1 - \frac{0,33}{3}$$

$$j = 0,89$$

El factor de resistencia de la sección es:

$$R = \frac{1}{2} f_c j k \quad (5.50)$$

$$R = \frac{1}{2} * 84 * 0,89 * 0,33$$

$$R = 12,34 \text{ kg / cm}^2$$

Por tratarse de carga accidental la AASHTO Estándar [2], permite el aumento del 50% de los esfuerzos admisibles.

$$M_r = 1,5 R b d^2 \quad (5.57)$$

$$M_r = 1,5 * 12,34 * b * d^2$$

El momento resistente debe ser igual al momento al que está sometida la valla vehicular.

$$M = M_r \quad (5.58)$$

$$76000 \text{ kg.cm} = 1,5 * 12,34 \text{ kg / cm}^2 b d^2$$

$$d = \sqrt{\frac{76000}{1,5 * 12,34 * b}}$$

Si adoptamos un valor de  $b=20$  cm tendremos:

$$d = \sqrt{\frac{76000}{1,5 * 12,34 * 20}}$$

$$d = 14,33 \text{ cm}$$

Adoptamos una altura de 20 cm para la sección de la valla vehicular

De esto tenemos una valla vehicular de sección: 20 x 20 cm

Calculamos el acero de refuerzo con la expresión 5.52:

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} \quad (5.52)$$

$$A_s = \frac{76000 \text{ kg.cm}}{1680 \text{ kg/cm}^2 * 0,89 * 16 \text{ cm}}$$

$$A_s = 3,17 \text{ cm}^2$$

Chequeamos el refuerzo mínimo que debe cumplir la sección:

$$A_{s_{\min}} = \frac{14}{f_y} b d \quad (5.53)$$

El área mínima de refuerzo es mayor que el área de refuerzo calculada, por esta razón el área de refuerzo es el área mínima.

$$A_{s_{\min}} = \frac{14}{4200} * 20 * 16$$

$$A_{s_{\min}} = 1,07 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\min}} < A_s$$

$$A_s = 3,17 \text{ cm}^2$$

*Armadura interior :  $A_s : 2\phi 16 \text{ mm} = 4.02 \text{ cm}^2$*

*Armadura exterior :  $A_s : 2\phi 12 \text{ mm} = 1.13 \text{ cm}^2$*

**Comprobación:** Los esfuerzos admisibles en el acero y en el hormigón deben ser mayores a los esfuerzos de trabajo en estos materiales.

$$f_s = \frac{M_s}{A_s j d} \quad (5.59)$$

$$f_c = \frac{2M_s}{k j b d^2} \quad (5.60)$$

$$f_s = \frac{0,76 \times 10^5 \text{ kg.cm}}{4,02 * 0,89 * 16}$$

$$f_s = 1327,6 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{s \text{ admisible}} = 0.4 * 4200 = 1680 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s < f_{s \text{ admisible}}$$

$$f_c = \frac{2 * 0,76 \times 10^5 \text{ kg.cm}}{0,33 * 0,89 * 20 * 16^2}$$

$$f_c = 101,08 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{cADMISIBLE} = 0,40 \cdot 210 = 84 \text{ kg/cm}^2$$

Por tratarse de carga accidental la AASHTO Estándar [2], permite el aumento del 50% de los esfuerzos admisibles, en este caso el esfuerzo admisible del hormigón es:

$$f_{cADMISIBLE} = 1,5 \cdot 0,40 \cdot 210 = 126 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c < f_{c \text{ admisible}}$$

El esfuerzo de servicio en el acero de refuerzo es menor que el esfuerzo admisible del acero, y el esfuerzo de servicio del hormigón es menor al esfuerzo admisible, por lo que se acepta el diseño.

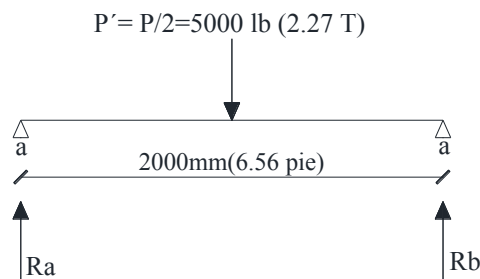
De esto tenemos una valla vehicular de sección: 20 x 20 cm, y armadura de refuerzo:

*Armadura interior : As : 2φ16mm*

*Armadura exterior : As : 2φ12mm*

**Chequeo de la valla vehicular a esfuerzo cortante:** Se debe determinar el acero de refuerzo para la sección de valla vehicular resistente al esfuerzo de corte producido por la carga vehicular (P/2) como se indica en la figura 5.43.

**Solicitaciones:** La carga aplicada en el centro del tramo libre de la valla vehicular apoyada entre postes es P/2 = 5000 lb [2].



**Figura 5.43** Diagrama de cuerpo libre para análisis de valla vehicular al corte

$$V = R_a = R_b = \frac{P}{4} \quad (5.39)$$

$$V = \frac{5000 \text{ lb}}{4}$$

$$V = 1250 \text{ lb (566 kg)}$$

$$v = \frac{V}{bd} \quad (5.54)$$

$$v = \frac{566kg}{20*16}$$

$$v = 1,77kg / cm^2$$

Por seguridad tomamos el esfuerzo cortante, que resiste la sección de hormigón, como nulo:

$$v_c = 0$$

#### **Determinación del espaciamiento del refuerzo por corte:**

El espaciamiento del refuerzo por corte está dado por:

$$s = \frac{f_s * A_v}{v b} \quad (5.55)$$

Considerando el refuerzo por corte como un estribo de  $\Phi$  8mm en dos ramas  $A_v = 1.01cm^2$ , tenemos un espaciamiento s de:

$$s = \frac{1680 * 1,01}{1,77 * 20}$$

$$s = 47.93cm$$

Se necesita estribo:  $1\phi 8mm @ 47cm$  pero optamos por un estribo a cada 10 cm por en este caso El refuerzo por corte para la valla vehicular es un estribo:

$$E : 1\phi 8mm @ 10cm$$

La valla vehicular se conforma de una sección de 20 x 20 cm, y armadura de refuerzo:

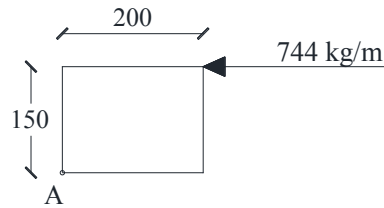
*Armadura interior :  $As : 2\phi 12mm$*

*Armadura exterior :  $As : 2\phi 12mm$*

*E :  $1\phi 8mm @ 10cm$*

**Diseño de bordillo:** Determinamos las dimensiones del bordillo, y la cantidad de acero de refuerzo para resistir las solicitaciones ejercidas en él.

**Dimensiones del elemento:** El bordillo es de sección rectangular, con una altura de 150mm y un ancho de 200mm, estas dimensiones se toman de acuerdo a las Especificaciones AASHTO Standard [2].



**Figura.5.44** Dimensiones y carga en bordillo

**Especificaciones de los materiales:** Para el bordillo utilizamos hormigón armado con:

**Acero en barras corrugadas de refuerzo:** Límite de fluencia  $f_y = 420$  MPa (4200kg/cm<sup>2</sup>)

**Hormigón:** Resistencia a la compresión simple  $f'_c = 210$  kg/cm<sup>2</sup>

Esfuerzos admisibles:

$$f_c = 0,40f'_c$$

$$f_s = 0,4f_y$$

**Solicitaciones:**

La carga a la que está sometido el bordillo es de 744 kg/m lineal y está ubicada en la parte superior del bordillo tal como se muestra en la fig. 5.44.

El momento al que está sometido el bordillo es:

$$M_A = 0,744 T.m * 0,15m$$

$$M_A = 0,11 T.m (11000 kg.cm)$$

Determinamos la relación de elasticidades dada por la expresión 5.47:

$$n = \frac{E_s}{E_c} \quad (5.47)$$

$$n = \frac{2,1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2}{15100 \sqrt{210 \text{ kg/cm}^2}}$$

$$n = 10$$

$$f_c = 0,40 * 210 = 84 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = 0,4 * 4200 = 1680 \text{ kg/cm}^2$$

El coeficiente de reducción de distancia a la fibra comprimida es:

$$k = \frac{n f_c}{n f_c + f_s} \quad (5.48)$$

$$k = \frac{10 * 84}{10 * 84 + 1680}$$

$$k = 0.33$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} \quad (5.49)$$

$$j = 1 - \frac{0.33}{3}$$

$$j = 0.89$$

El factor de resistencia de la sección es:

$$R = \frac{1}{2} f_c j k \quad (5.50)$$

$$R = \frac{1}{2} * 84 * 0.89 * 0.33$$

$$R = 12.34 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

$$Mr = R b d^2 \quad (5.51)$$

$$Mr = 12.34 * b * d^2$$

$$Mr = 12.34 * 100 \text{ cm} * 17 \text{ cm}$$

$$Mr = 20978 \text{ kg.cm}$$

Calculamos el acero de refuerzo con la siguiente expresión:

$$As = \frac{M_A}{f_s j d} \quad (5.52)$$

$$As = \frac{11000 \text{ kg.cm}}{1680 \text{ kg} / \text{cm}^2 * 0.89 * 17 \text{ cm}}$$

$$As = 0.43 \text{ cm}^2$$

Chequeamos el refuerzo mínimo que debe cumplir la sección:

$$As_{\min} = \frac{14}{f_y} b d \quad (5.53)$$

El área mínima de refuerzo es mayor que el área de refuerzo calculada, por esta razón el área de refuerzo es el área mínima.

$$As_{\min} = \frac{14}{4200} * 100 * 17$$

$$As_{\min} = 5.67 \text{ cm}^2$$

$$As < As_{\min}$$

$$As = 5.67 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow 1\phi 12mm @ 20cm$$

### Análisis del bordillo a esfuerzo cortante

La fuerza de corte a la que está sometido el poste es 744 kg en un ancho unitario de 1 metro.

$$V = 744 kg$$

$$v = \frac{V}{bd} \quad (5.54)$$

$$v = \frac{744 kg}{100 * 17}$$

$$v = 0,44 kg / cm^2$$

Por seguridad tomamos el esfuerzo cortante, que resiste la sección de hormigón, como nulo:

$$v_c = 0$$

El espaciamiento del refuerzo por corte está dado por:

$$s = \frac{f_s * A_v}{v b} \quad (5.55)$$

Considerando el refuerzo por corte como un estribo de  $\Phi$  8mm en una rama  $A_v = 0.502 cm^2$  tenemos un espaciamiento s de:

$$s = \frac{1680 * 0.502}{0.44 * 100}$$

$$s = 19.17 cm$$

El refuerzo por corte para el bordillo es:  $E : 1\phi 8mm @ 20cm$

### Comprobación:

Chequeamos los esfuerzos de servicio contra los esfuerzos admisibles en el acero y hormigón.

$$f_s = \frac{M_s}{A_s j d} \quad (5.59)$$

$$f_c = \frac{2M_s}{k j b d^2} \quad (5.60)$$

$$f_s = \frac{11000kg - cm}{1.13 * 0.89 * 17}$$

$$f_s = 643.4kg / cm^2$$

$$f_{s \text{ admisible}} = 0.4 * 4200 = 1680kg/cm^2$$

$$f_s < f_{s \text{ admisible}}$$

$$f_c = \frac{2 * 11000kg - cm}{0.33 * 0.89 * 20 * 17^2}$$

$$f_c = 12.96kg / cm^2$$

$$f_{c \text{ ADMISIBLE}} = 0.40 * 210 = 84kg/cm^2$$

Por tratarse de carga accidental la AASHTO Estándar [2], permite el aumento del 50% de los esfuerzos admisibles, en este caso el esfuerzo admisible del hormigón es:

$$f_{c \text{ ADMISIBLE}} = 1.5 * 0.40 * 210 = 126kg/cm^2$$

$$f_c < f_{c \text{ admisible}}$$

El esfuerzo de servicio en el acero es menor que el esfuerzo admisible del acero, y el esfuerzo de servicio del hormigón es menor al esfuerzo admisible, por lo que se acepta el diseño.

De esto tenemos un bordillo de 150mm de altura y una base de 200mm y armadura de refuerzo:

$$As : 1\phi 12mm @ 20cm$$

La longitud de los dobles de las varillas es 12 diámetros de la barra [27], en este caso es:

$$l = 12 * 20mm$$

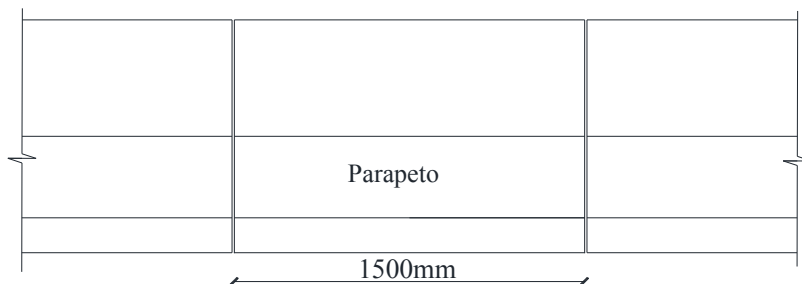
$$l = 240mm$$

### **Resultado del diseño de la protección vehicular con poste y vallas de hormigón armado:**

La protección peatonal lateral está determinada de la siguiente manera:







**Figura.5.47** Corte longitudinal de parapeto de hormigón

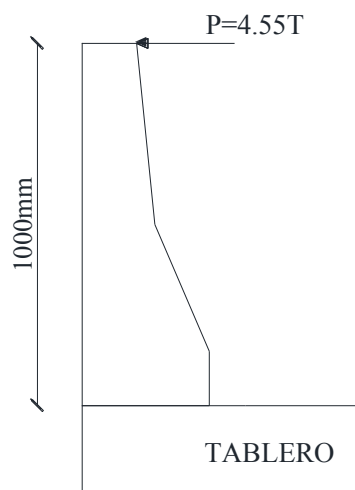
**Especificaciones técnicas del material a utilizarse:**

El material seleccionado para el parapeto es hormigón armado y para este se utiliza:

**Acero en barras corrugadas de refuerzo:** Límite de fluencia  $f_y = 420$  MPA ( $4200\text{kg/cm}^2$ )

**Hormigón:** Resistencia a la compresión simple  $f'_c = 210\text{kg/cm}^2$

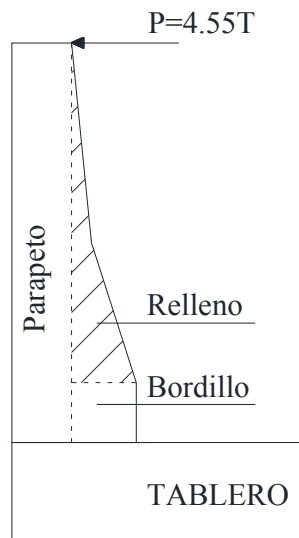
**Cargas y solicitaciones:** La carga que debe soportar la protección vehicular maciza es la carga viva vehicular (P) igual a 10 000lb ( $4535,9\text{kg}$ ) que se considera aplicada en la parte superior del parapeto como lo indican las especificaciones AASHTO Estándar [2] y se puede ver en la figura 5.48, (ver Capítulo 3).



**Figura.5.48** Carga vehicular sobre parapeto de hormigón

La sección resistente de la protección lateral es la indicada como parapeto en la figura 5.46, ya que en este tipo de protecciones el bordillo

es adyacente al parapeto y sobre este se coloca un relleno para impedir que los vehiculos se suban sobre el bordillo, ver figura 5.49.



**Figura 5.49** Elementos en protección lateral vehicular maciza

La carga en el parapeto es:

$$P = 10000lb(4545kg), (4,55T)$$

Esfuerzos admisibles en el hormigón ( $f_c$ ) y acero ( $f_s$ ):

$$f_c = 0,40f'_c$$

$$f_s = 0,40f_y$$

El momento al que está sometido el parapeto es:

$$M = 4545kg * 1,0m$$

$$M = 4545kg.m(454500kg.cm)$$

#### **Prediseño de la sección resistente:**

Se debe determinar la sección resistente preliminar para soportar los esfuerzos producidos por las sollicitaciones, en este caso para el parapeto utilizamos hormigón armado.

Determinamos la relacion de elasticidades dada por la expresion 5.47:

$$n = \frac{E_s}{E_c} \quad (5.47)$$

$$n = \frac{2,1 \times 10^6 kg/cm^2}{15100\sqrt{210}kg/cm^2}$$

$$n = 10$$

$$f_c = 0,40 * 210 = 84kg/cm^2$$

$$f_s = 0,4 * 4200 = 1680 \text{ kg/cm}^2$$

El coeficiente de reducción de distancia a la fibra comprimida es:

$$k = \frac{n f_c}{n f_c + f_s} \quad (5.48)$$

$$k = \frac{10 * 84}{10 * 84 + 1680}$$

$$k = 0,33$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} \quad (5.49)$$

$$j = 1 - \frac{0,33}{3}$$

$$j = 0,89$$

El factor de resistencia de la sección es:

$$R = \frac{1}{2} f_c j k \quad (5.50)$$

$$R = \frac{1}{2} * 84 * 0,89 * 0,33$$

$$R = 12,34 \text{ kg / cm}^2$$

Por tratarse de carga accidental la AASHTO Estándar [2], permite el aumento del 50% de los esfuerzos admisibles.

$$M_r = 1,5 R b d^2 \quad (5.57)$$

$$M_r = 1,5 * 12,34 * b * d^2$$

El momento resistente debe ser igual al momento al que está sometido el parapeto.

$$M = M_r \quad (5.58)$$

$$454500 \text{ kg.cm} = 1,5 * 12,34 \text{ kg / cm}^2 b d^2$$

$$d = \sqrt{\frac{454500}{1,5 * 12,34 * b}}$$

El valor de b es de 150 cm que es la dimensión el parapeto en sentido longitudinal del punete, definido por las normas AASHTO Estándar [2], (ver capítulo 3).

$$d = \sqrt{\frac{454500}{1,5 * 12,34 * 150}}$$

$$d = 12,79cm$$

Por esta razón tenemos un ancho de parapeto de mínimo 15cm

De esto tenemos un parapeto de sección: 15 x 150 cm

Calculamos el acero de refuerzo con la expresión 5.52:

$$As = \frac{M}{f_s j d} \quad (5.52)$$

$$As = \frac{454500kg.cm}{1680kg / cm^2 * 0,89 * 12,79cm}$$

$$As = 23,77cm^2$$

Chequeamos el refuerzo mínimo que debe cumplir la sección:

$$As_{min} = \frac{14}{f_y} b d \quad (5.53)$$

$$As_{min} = \frac{14}{4200} * 150 * 12,79$$

$$As_{min} = 6,395cm^2$$

El área mínima de refuerzo es mayor que el área de refuerzo calculada, por esta razón el área de refuerzo es el área mínima.

$$As_{min} < As$$

$$As = 23,77cm^2$$

*Armadura interior :  $As : 1\phi 18mm @ 10cm$*

$$Armadura exterior : As_{ext} = \frac{As}{2}$$

*Armadura exterior :  $As_{ext} : 1\phi 12mm @ 10cm$*

### Comprobación:

Chequeamos los esfuerzos de servicio contra los esfuerzos admisibles

$$f_s = \frac{M_s}{A_s j d} \quad (5.59)$$

$$f_c = \frac{2M_s}{k j b d^2} \quad (5.60)$$

$$f_s = \frac{454500 \text{ kg.cm}}{27,94 * 0,89 * 12,79}$$

$$f_s = 1429,05 \text{ kg / cm}^2$$

$$f_{s \text{ admisible}} = 0,4 * 4200 = 1680 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s < f_{s \text{ admisible}}$$

$$f_c = \frac{2 * 454500 \text{ kg.cm}}{0,33 * 0,89 * 150 * 12,79^2}$$

$$f_c = 126 \text{ kg / cm}^2$$

$$f_{c \text{ ADMISIBLE}} = 0,40 * 210 = 84 \text{ kg/cm}^2$$

Por tratarse de carga accidental la AASHTO Estándar [2], permite el aumento del 50% de los esfuerzos admisibles, en este caso el esfuerzo admisible del hormigón es:

$$f_{c \text{ ADMISIBLE}} = 1,5 * 0,40 * 210 = 126 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c = f_{c \text{ admisible}}$$

El esfuerzo de servicio en el acero es menor que el esfuerzo admisible del acero, y el esfuerzo de servicio del hormigón es igual al esfuerzo admisible, por lo que se acepta el diseño.

De esto tenemos un parapeto de sección: 15 x 150 cm, y armadura de refuerzo:

*Armadura interior :  $A_s : 1\phi 18 \text{ mm} @ 10 \text{ cm}$*

$$\text{Armadura exterior : } A_{s_{\text{ext}}} = \frac{A_s}{2}$$

*Armadura exterior :  $A_{s_{\text{ext}}} : 1\phi 12 \text{ mm} @ 10 \text{ cm}$*

**Análisis del parapeto a esfuerzo cortante:** Se debe determinar el acero de refuerzo que resiste el esfuerzo cortante en el parapeto.

**Solicitaciones:** La fuerza de corte que se produce en la base del parapeto es  $P = 10\,000 \text{ lb}$  (4545 kg).

$$V = P$$

$$V = 4545 \text{ kg}$$

$$v = \frac{V}{b d} \quad (5.54)$$

$$v = \frac{4545 \text{ kg}}{150 * 12,79}$$

$$v = 2,37 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

Por seguridad tomamos el esfuerzo cortante, que resiste la sección de hormigón, como nulo:

$$v_c = 0$$

#### **Determinación del espaciamiento del refuerzo por corte:**

El espaciamiento del refuerzo por corte está dado por:

$$s = \frac{f_s * A_v}{v b} \quad (5.55)$$

Considerando el refuerzo por corte dos varillas de  $\Phi$  12mm, en dos ramales  $A_v = 2.26 \text{ cm}^2$ , tenemos un espaciamiento s de:

$$s = \frac{1680 * 2.26}{2.37 * 150}$$

$$s = 10.68 \text{ cm}$$

$$E : 1\phi 12 \text{ mm} @ 10 \text{ cm}$$

De esto tenemos un parapeto de sección: 15 x 150 cm, y armadura de refuerzo:

$$\text{Armadura interior} : A_s : 1\phi 18 \text{ mm} @ 10 \text{ cm}$$

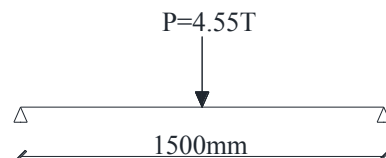
$$\text{Armadura exterior} : A_{s_{ext}} = \frac{A_s}{2}$$

$$\text{Armadura exterior} : A_{s_{ext}} : 1\phi 12 \text{ mm} @ 10 \text{ cm}$$

$$E : 1\phi 12 \text{ mm} @ 10 \text{ cm}$$

#### **Análisis de parapeto en sentido longitudinal**

**Solicitaciones:** El parapeto en el sentido longitudinal se analiza como una viga simplemente apoyada en sus extremos de 1500mm de luz y con la carga vehicular  $P = 10\,000 \text{ lb}$  (4.55T), aplicada en el centro de la luz como se muestra en la figura 5.50.



**Figura 5.50** Diagrama de cuerpo libre de parapeto en sentido longitudinal

$$M = \frac{P L}{4} \quad (5.62)$$

$$M = \frac{4,55T * 1.50m}{4}$$

$$M = 1,71 T.m$$

Determinamos la relacion de elasticidades dada por la expresion 5.47:

$$n = \frac{E_s}{E_c} \quad (5.47)$$

$$n = \frac{2,1 \times 10^6 \text{ kg} / \text{cm}^2}{15100 \sqrt{210 \text{ kg} / \text{cm}^2}}$$

$$n = 10$$

$$f_c = 0.40 * 210 = 84 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = 0.4 * 4200 = 1680 \text{ kg/cm}^2$$

El coeficiente de reducci3n de distancia a la fibra comprimida es:

$$k = \frac{n f_c}{n f_c + f_s} \quad (5.48)$$

$$k = \frac{10 * 84}{10 * 84 + 1680}$$

$$k = 0,33$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} \quad (5.49)$$

$$j = 1 - \frac{0,33}{3}$$

$$j = 0,89$$

El factor de resistencia de la secci3n es:

$$R = \frac{1}{2} f_c j k \quad (5.50)$$

$$R = \frac{1}{2} * 84 * 0,89 * 0,33$$

$$R = 12,34 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

Por tratarse de carga accidental la AASHTO Est3ndar [2], permite el aumento del 50% de los esfuerzos admisibles.

$$M_r = 1.5 R b d^2 \quad (5.57)$$

$$M_r = 1,5 * 12,34 * b * d^2$$



El momento resistente debe ser igual al momento al que está sometida la valla vehicular.

$$M = Mr \quad (5.58)$$

$$1,71 \times 10^5 \text{ kg.cm} = 1,5 * 12,34 \text{ kg / cm}^2 b d^2$$

$$d = \sqrt{\frac{1,71 \times 10^5}{1,5 * 12,34 * b}}$$

El valor de b es la altura del parapeto:  $b=100$  cm, con esto tenemos:

$$d = \sqrt{\frac{1,71 \times 10^5}{1,5 * 12,34 * 100}}$$

$$d = 9,61 \text{ cm}$$

### Comprobación:

La altura  $d$  del parapeto en el sentido transversal es de 12,79 cm y es mayor a la altura  $d$  longitudinal por lo cual tomamos el valor  $d=12.79$  cm para ambos sentidos de análisis.

$$12,79 > 9,61$$

Calculamos el acero de refuerzo en el sentido longitudinal con la expresión 5.52:

$$As = \frac{M}{f_s j d} \quad (5.52)$$

$$As = \frac{1,71 \times 10^5 \text{ kg} - \text{cm}}{1680 \text{ kg / cm}^2 * 0.89 * 12.79 \text{ cm}}$$

$$As = 8.94 \text{ cm}^2$$

Chequeamos el refuerzo mínimo que debe cumplir la sección:

$$As_{\min} = \frac{14}{f_y} b d \quad (5.53)$$

$$As_{\min} = \frac{14}{4200} * 100 * 12.79$$

$$As_{\min} = 4.26 \text{ cm}^2$$

$$As_{\min} < As$$

El área mínima de refuerzo es menor que el área de refuerzo calculada, por esta razón el área de refuerzo es la calculada.

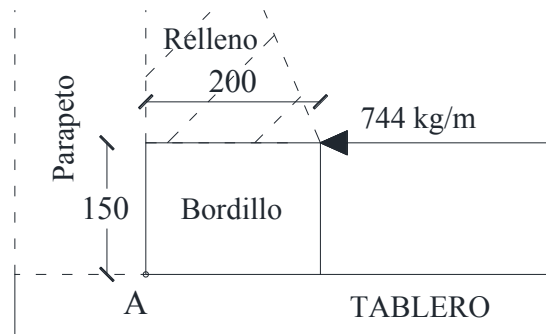
$$As = 8.94 \text{ cm}^2$$

Armadura exterior :  $As : 1\phi 12 \text{ mm} @ 10 \text{ cm}$

Armadura interior:  $\frac{As}{2} : 1\phi 8mm @ 10cm$

**Diseño de bordillo:** Para el bordillo utilizamos hormigón armado.

**Dimensiones del elemento:** El bordillo es de sección rectangular, con una altura de 150mm y un ancho de 200mm, estas dimensiones se toman de acuerdo a las Especificaciones AASHTO Standard [2].



**Figura 5.51** Dimensiones y carga en bordillo

**Acero en barras corrugadas de refuerzo:** Límite de fluencia  $f_y = 420$  MPa ( $4200 \text{ kg/cm}^2$ )

**Hormigón:** Resistencia a la compresión simple  $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$

Esfuerzos admisibles:

$$f_c = 0,40 f'_c$$

$$f_s = 0,4 f_y$$

**Solicitaciones:**

La carga a la que está sometido el bordillo es de 744 kg/m lineal y está ubicada en la parte superior del bordillo tal como se muestra en la fig. 5.51.

El momento al que está sometido el bordillo es:

$$M_A = 0,744 T \cdot 0,15 m$$

$$M_A = 0,11 T \cdot m (11000 \text{ kg.cm})$$

**Diseño del bordillo a flexión:** Determinamos si la sección resistente que se muestra en la figura 5.51 es adecuada y establecemos la cantidad de acero de refuerzo para esta sección sometida a los esfuerzos de flexión y corte.

Determinamos la relación de elasticidades dada por la expresión 5.47:

$$n = \frac{E_s}{E_c} \quad (5.47)$$

$$n = \frac{2,1 \times 10^6 \text{ kg} / \text{cm}^2}{15100 \sqrt{210 \text{ kg} / \text{cm}^2}}$$

$$n = 10$$

$$f_c = 0,40 \cdot 210 = 84 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

$$f_s = 0,4 \cdot 4200 = 1680 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

El coeficiente de reducción de distancia a la fibra comprimida es:

$$k = \frac{n f_c}{n f_c + f_s} \quad (5.48)$$

$$k = \frac{10 \cdot 84}{10 \cdot 84 + 1680}$$

$$k = 0,33$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} \quad (5.49)$$

$$j = 1 - \frac{0,33}{3}$$

$$j = 0,89$$

El factor de resistencia de la sección es:

$$R = \frac{1}{2} f_c j k \quad (5.50)$$

$$R = \frac{1}{2} \cdot 84 \cdot 0,89 \cdot 0,33$$

$$R = 12,34 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

$$M_r = R b d^2 \quad (5.51)$$

$$M_r = 12,34 \cdot b \cdot d^2$$

$$M_r = 12,34 \cdot 100 \text{ cm} \cdot 17 \text{ cm}$$

$$M_r = 20978 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

Calculamos el acero de refuerzo con la siguiente expresión:

$$A_s = \frac{M_A}{f_s j d} \quad (5.52)$$

$$A_s = \frac{11000 \text{ kg} \cdot \text{cm}}{1680 \text{ kg} / \text{cm}^2 \cdot 0,89 \cdot 17 \text{ cm}}$$

$$A_s = 0,43 \text{ cm}^2$$

Chequeamos el refuerzo mínimo que debe cumplir la sección:

$$A_{s_{\min}} = \frac{14}{f_y} b d \quad (5.53)$$

Donde:

$A_{s_{\min}}$  : Área mínima de refuerzo

$f_y$  : Esfuerzo de fluencia del acero

$b$  : Ancho de la sección

$d$  : altura desde el eje del acero de refuerzo a la fibra mas comprimida

$$A_{s_{\min}} = \frac{14}{4200} * 100 * 17$$

$$A_{s_{\min}} = 5,67 \text{ cm}^2$$

El área mínima de refuerzo es mayor que el área de refuerzo calculada, por esta razón el área de refuerzo será el área mínima.

$$A_s < A_{s_{\min}}$$

$$A_s = 5,67 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow 1\phi 12 \text{ mm} @ 20 \text{ cm}$$

### **Análisis del bordillo a esfuerzo cortante**

La fuerza de corte a la que está sometido el poste será 744 kg en un ancho unitario de 1 metro.

$$V = 744 \text{ kg}$$

$$v = \frac{V}{b d} \quad (5.54)$$

$$v = \frac{744 \text{ kg}}{100 * 17}$$

$$v = 0,44 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

Por seguridad tomaremos el esfuerzo cortante, que resiste la sección de hormigón, como nulo:

$$v_c = 0$$

El espaciamiento del refuerzo por corte está dado por:

$$s = \frac{f_s * A_v}{v b} \quad (5.55)$$

Considerando el refuerzo por corte como un estribo de  $\Phi$  8mm, en una rama  $A_v = 0.502 \text{ cm}^2$  tenemos un espaciamiento  $s$  de:

$$s = \frac{1680 * 0,502}{0,44 * 100}$$

$$s = 19,17 \text{ cm}$$

El refuerzo por corte para el bordillo será:

$$E : 1\phi 12\text{mm}@10\text{cm}$$

### Comprobación:

Chequeamos los esfuerzos de servicio contra los esfuerzos admisibles

$$f_s = \frac{M_s}{A_s j d} \quad (5.59)$$

$$f_c = \frac{2M_s}{k j b d^2} \quad (5.60)$$

$$f_s = \frac{11000 \text{ kg.cm}}{1,13 * 0,89 * 17}$$

$$f_s = 643,4 \text{ kg / cm}^2$$

$$f_{s \text{ admisible}} = 0,4 * 4200 = 1680 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s < f_{s \text{ admisible}}$$

$$f_c = \frac{2 * 11000 \text{ kg.cm}}{0,33 * 0,89 * 20 * 17^2}$$

$$f_c = 12,96 \text{ kg / cm}^2$$

$$f_{c \text{ ADMISIBLE}} = 0,40 * 210 = 84 \text{ kg/cm}^2$$

Por tratarse de carga accidental la AASHTO Estándar [2], permite el aumento del 50% de los esfuerzos admisibles, en este caso el esfuerzo admisible del hormigón es:

$$f_{c \text{ ADMISIBLE}} = 1,5 * 0,40 * 210 = 126 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c < f_{c \text{ admisible}}$$

El esfuerzo de servicio es menor que el esfuerzo admisible del acero, y el esfuerzo de servicio del hormigón es igual al esfuerzo admisible, por lo que se acepta el diseño.

De esto tenemos un bordillo de 150mm de altura y una base de 200mm y armadura de refuerzo:

$$A_s : 1\phi 12\text{mm}@20\text{cm}$$

El refuerzo por corte en el bordillo es necesario es  $1\phi 12\text{mm}@10\text{cm}$

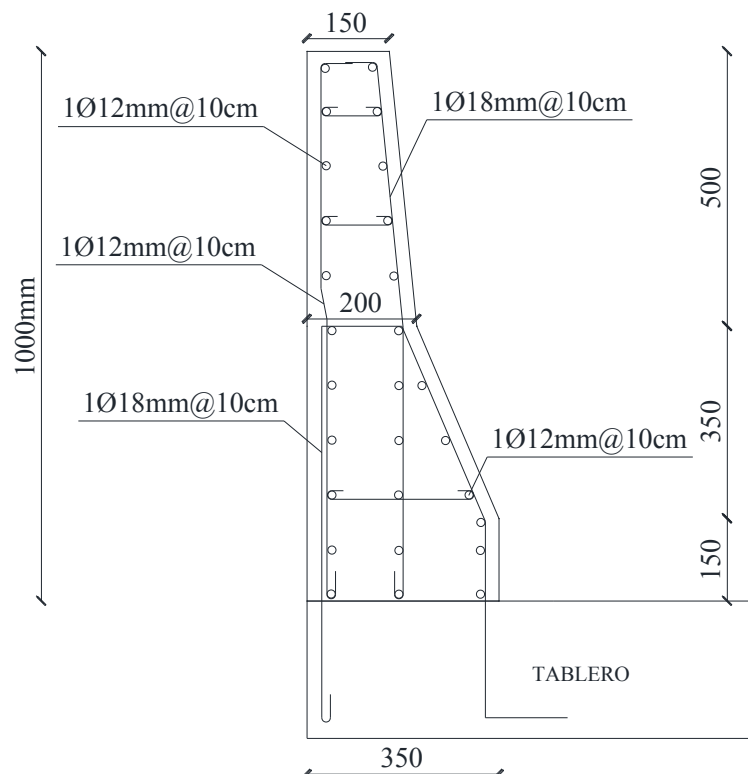
La longitud de los dobles de las varillas en el anclaje con el tablero es 12 diámetros de la barra [27], en este caso es:

$$l = 12 * 20mm$$

$$l = 240mm$$

### Resultado del diseño de la protección vehicular maciza de hormigón armado:

La protección lateral está determinada de la siguiente manera:



**Figura 5.52** Protección lateral maciza de hormigón armado

### 5.2.3 Diseño de protecciones combinadas

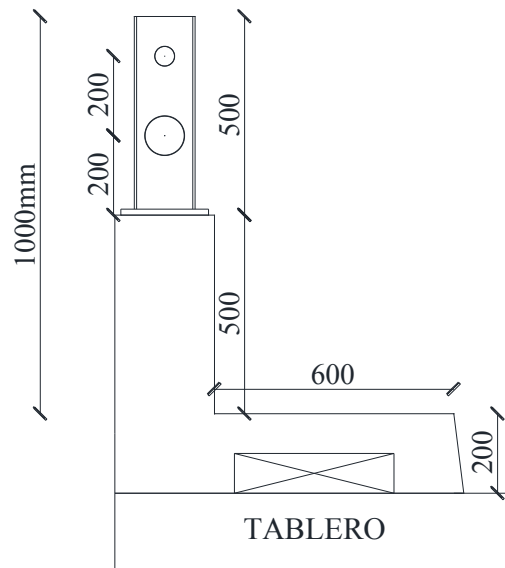
#### a. Diseño de protección combinada para puentes con velocidades de circulación menores a 70 km/h

Para este tipo de protección lateral se usa un pasamano y una valla vehicular de tubos metálicos de sección circular soportados por postes metálicos constituidos por un perfil tipo H, de 500mm de altura, sobre un parapeto de hormigón armado de 500mm de alto y una vereda de 600mm de ancho, con un bordillo de 200mm de altura para tráfico peatonal como se muestra en la figura 5.53.

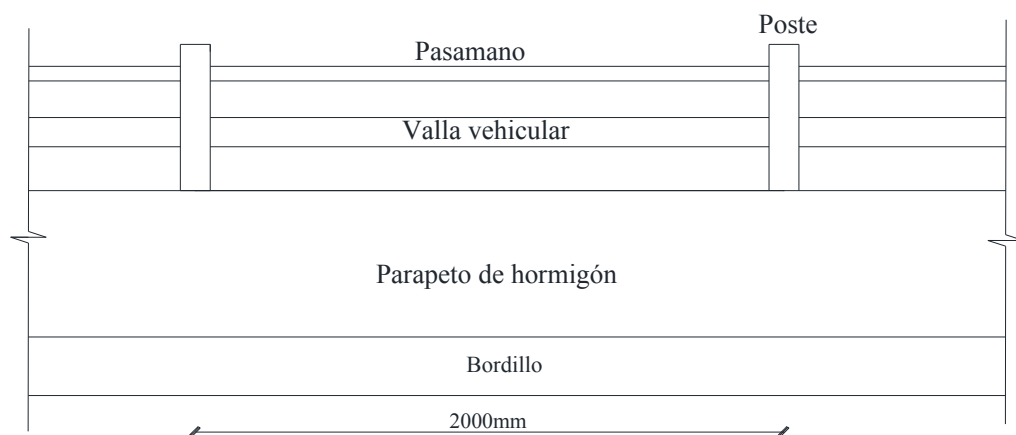
La protección lateral combinada se divide en módulos de 6000mm, el parapeto tiene una longitud de 6000mm y cada poste está separado

2000mm medido entre ejes, el pasamano y la valla vehicular se dividen en tramos de 2000mm entre los postes.

La geometría y la distribución de los elementos de la protección lateral combinada se toman de acuerdo a las Especificaciones AASHTO Standard [2], (ver capítulo 3).



**Figura 5.53** Corte transversal de protección lateral combinada



**Figura 5.54** Corte longitudinal de protección lateral combinada

### **Especificaciones del material para protección lateral combinada**

El material seleccionado para postes (perfiles), pasamanos y vallas vehiculares (tubos circulares), y placas base es acero de grado A36 según la norma ASTM [28], cuyas especificaciones son:

Densidad de 7860 kg/m<sup>3</sup> (0,28 lb/in<sup>3</sup>)

Límite de fluencia de 250 MPa (36 ksi),

Límite de rotura de 410 MPa (58 ksi).

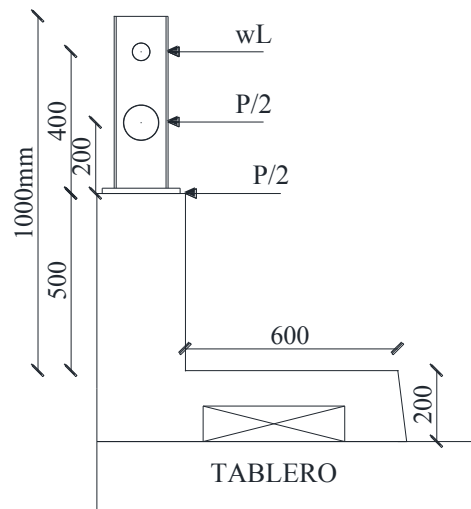
Para el parapeto, vereda y bordillo de hormigón armado utilizamos:

**Acero en barras corrugadas de refuerzo:** Límite de fluencia  $f_y = 420$  MPa ( $4200\text{kg/cm}^2$ )

**Hormigón:** Resistencia a la compresión simple  $f'_c = 210\text{kg/cm}^2$

**Cargas y solicitaciones:**

La carga que deben soportar las protecciones combinadas es la carga viva vehicular (P) igual a 10 000lb (4535,9kg) que se considera aplicada, en la valla vehicular y en la parte superior del parapeto, dividida para dos; y la carga viva peatonal ( $wL=50\text{lb/pie}$ ) aplicada en el pasamano, como lo indican las especificaciones AASHTO Estándar [2] y se puede ver en la figura 5.55, (ver Capítulo 3).



**Figura 5.55** Corte longitudinal de protección lateral combinada

Donde :

$w$ : Carga peatonal = 50 lb / pie (74.56 kg / m)

$L$ : Separación entre postes

$P$ : Carga vehicular = 10000lb(4545T)

**Diseño de pasamano**

Para el pasamano se utiliza acero de grado A36 según la norma ASTM [28], cuyas especificaciones técnicas son:

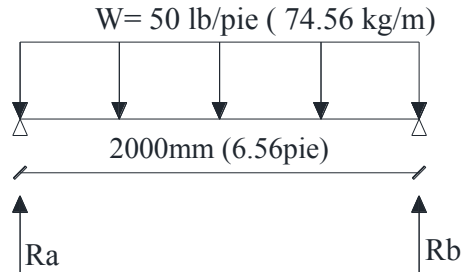
Densidad de  $7860\text{ kg/m}^3$  ( $0.28\text{ lb/in}$ )

Límite de fluencia de 250 MPa (36 ksi),

Límite de rotura de 410 MPa (58 ksi).



**Solicitaciones:** La carga que debe soportar el pasamano es la carga viva peatonal ( $wL=50\text{lb/pie}$ ) distribuida uniformemente en una longitud de 2000mm.



**Figura 5.56** Diagrama de cuerpo libre de pasamano

$$M = \frac{50 \text{ lb / pie} * (6,56 \text{ pie})^2}{10}$$

$$M = 215,2 \text{ lb.pie} (2582,0 \text{ lb.pu lg}), (2981,0 \text{ kg.cm})$$

Con esto se determina el modulo resistente que debe tener la sección para el momento aplicado en el pasamano.

**Prediseño de la sección resistente:** Se debe determinar la sección resistente preliminar para soportar los esfuerzos producidos por las solicitaciones, en este caso para el pasamano utilizamos tubo de sección circular.

$$S = \frac{M}{\sigma_{adm}} \quad (5.3)$$

$$S = \frac{2582 \text{ lb.pu lg}}{21600 \text{ lb / pu lg}^2}$$

$$S = 0,120 \text{ pu lg}^3 (1,97 \text{ cm}^3)$$

Con este valor de módulo resistente se busca la sección más adecuada que se ajuste a dicho valor en las tablas Dimension and properties de la American Institute of Steel Construction. AISC [23].

En la tabla 1-89 PIPE [23] para perfiles circulares se obtiene la sección:

Tubo circular de 1 ½" de diámetro nominal y diámetro exterior de 1.9", con un  $S = 0.326 \text{ pulg}^3 (5.34 \text{ cm}^3)$

Esta sección determinada en la tabla 1-89 PIPE [23], tiene un módulo de Este tubo circular tiene un diámetro exterior de 1,9" que es igual a 48.3 mm, lo cual permite un mejor agarre ergonómico para los peatones en

caso de sujetarse en los pasamanos, por estas razones elegimos este tubo circular para los pasamanos.

Propiedades de la sección:

$$F_y = 36 \text{ klb/pulg}^2 \text{ (1521,82 kg/cm}^2\text{)}$$

$$\text{Diámetro Nominal: } 1 \frac{1}{2} \text{ " (3,81 cm)}$$

$$\text{Diámetro Externo: } 1,9 \text{ " (4,83 cm)}$$

$$\text{Diámetro interno: } 1,61 \text{ " (4,09 cm)}$$

$$\text{Espesor: } 0,145 \text{ " (0,37 cm)}$$

$$\text{Área: } 0,799 \text{ pulg}^2 \text{ (5,15 cm}^2\text{)}$$

$$\text{Inercia: } 0,310 \text{ pulg}^3 \text{ (5,08 cm}^2\text{)}$$

$$\text{Radio de Giro: } 0,623 \text{ " (1,58 cm)}$$

**Comprobación:** Esta sección determinada en la tabla 1-89 PIPE [23], tiene un módulo de sección mayor al requerido obtenido con la ecuación 5.3:

$$0,326 \text{ pulg}^3 > 0,126 \text{ pulg}^3$$

El módulo de sección del perfil elegido es mayor al necesitado en el Prediseño, pero el tubo circular de 1 ½" de diámetro nominal y diámetro exterior de 48.3mm por razones ergonómicas es adecuado para la utilización como pasamano.

De esto podemos determinar el esfuerzo admisible a flexión de la sección elegida.

$$F_b = 0.60 F_y$$

Este esfuerzo admisible debe ser menor o igual al esfuerzo de trabajo de la sección resistente.

$$F_{\text{trabajo}} = \frac{M}{S_x} \quad (5.38)$$

$$F_{\text{trabajo}} = \frac{2582 \text{ lb.pulg}}{0,326 \text{ pulg}^3}$$

$$F_{\text{trabajo}} = 7920,2 \text{ lb / pulg}^2 \text{ (7,92ksi)}$$

Este valor de esfuerzo lo comparamos con el esfuerzo admisible.

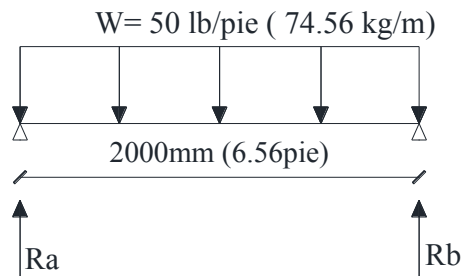
$$7,92 \text{ ksi} < 21,6 \text{ ksi}$$

El esfuerzo de trabajo es menor al esfuerzo admisible por lo que la sección es resistente a la flexión.

El perfil elegido es un tubo circular de 1 ½" de diámetro nominal y diámetro exterior de 48.3mm y espesor de 37mm

**Chequeo de la sección de pasamano a esfuerzo cortante:**

**Solicitaciones:** La fuerza de corte a la que está sometido el pasamano en el tramo apoyado entre los postes es:



**Figura 5.57** Diagrama de cuerpo libre para análisis de pasamanos al corte

$$V = R_a = R_b = \frac{50 * 6.56}{2} = 164 \text{ lb}$$

$$V = 164 \text{ lb (75 kg)}$$

El esfuerzo de trabajo al corte de la sección debe ser menor al esfuerzo admisible al corte del acero ( $F_v$ ) que para este caso es  $0.33 F_y$  [2]

$$f_v = \frac{V}{A} \quad (5.5)$$

$$A = 3.17 \text{ pulg}^2$$

$$f_v = \frac{164 \text{ lb}}{3.17 \text{ pulg}^2}$$

**Comprobación:** Se debe chequear si el esfuerzo de trabajo de la sección de la valla vehicular es menor al esfuerzo admisible del acero.

$$f_v = 51,74 \text{ lb / pulg}^2 (0,05 \text{ ksi}), (3,64 \text{ kg / cm}^2)$$

$$F_v = 0.33 F_y$$

$$F_v = 0,33 * 36 \text{ ksi}$$

$$F_v = 11,88 \text{ ksi (837 kg / cm}^2)$$

$$f_v < F_v$$

$$0,05 \text{ ksi} < 11,88 \text{ ksi}$$

El esfuerzo de trabajo es menor al esfuerzo admisible por lo que la sección es resistente al esfuerzo de corte, por lo que se acepta el diseño.

El perfil elegido es un tubo circular de 1 ½" de diámetro nominal y diámetro exterior de 48.3mm y espesor de 37mm

### Diseño de valla vehicular

Para la valla vehicular en esta protección se utiliza un tubo de sección circular, en este caso tenemos una valla vehicular.

### Cargas y solicitaciones:

La valla vehicular se diseña para un momento, como lo establecen las especificaciones AASHTO Estándar [2], de:

$$M = \frac{P/2 * L}{6} \quad (5.61)$$

$$M = \frac{2,28T * 2m}{6}$$

$$M = 0,76 T.m(65,83 \text{ klb.pu lg})$$

**Prediseño de la sección resistente:** Se debe determinar la sección resistente preliminar para soportar los esfuerzos producidos por las solicitaciones, en este caso para la valla vehicular utilizamos tubo de sección circular.

Con el momento de servicio se determina el módulo resistente que debe tener la sección para el momento aplicado en la valla vehicular.

$$S = \frac{M}{\sigma_{adm}} \quad (5.3)$$

$$S = \frac{65830 \text{ lb.pu lg}}{21600 \text{ lb / pu lg}^2}$$

$$S = 3,05 \text{ pu lg}^3 (19,68 \text{ cm}^3)$$

Con este valor de módulo resistente se busca la sección más adecuada que se ajuste a dicho valor en las tablas Dimension and properties de la American Institute of Steel Construction. AISC [23].

En la tabla 1-89 PIPE [23] para perfiles circulares se obtiene la sección:

Tubo circular de 4" de diámetro y 0.237" de espesor.

Características de la sección elegida:

$$\text{Área : } A = 3.17 \text{ pu lg}^2 (20.45 \text{ cm}^2)$$

$$\text{Inercia : } I = 7.23 \text{ pu lg}^4 (300.94 \text{ cm}^4)$$

$$\text{Módulo resistente : } S = 3.21 \text{ pu lg}^3 (52.60 \text{ cm}^3)$$

$$\text{Radio de giro : } r = 1.51 \text{ pu lg} (3.84 \text{ cm})$$

$$\text{Espesor : } t = 0.237 \text{ pu lg} (0.60 \text{ cm})$$

Con estos datos de la sección procedemos a chequear si es resistente a las solicitaciones establecidas anteriormente.

### **Comprobación:**

Se debe chequear si el esfuerzo de trabajo de la sección de la valla vehicular es menor al esfuerzo admisible del acero.

De esto podemos determinar el esfuerzo admisible a flexión de la sección de acero elegida.

$$F_b = 0.60 F_y$$

El esfuerzo admisible debe ser menor o igual al esfuerzo de trabajo de la sección resistente.

$$F_{\text{trabajo}} = \frac{M}{S_x} \quad (5.38)$$

$$F_{\text{trabajo}} = \frac{65830 \text{ lb} - \text{pu lg}}{3.21 \text{ pu lg}^3}$$

$$F_{\text{trabajo}} = 20507.8 \text{ lb} / \text{pu lg}^2 (20.51 \text{ ksi})$$

Este valor de esfuerzo lo comparamos con el esfuerzo admisible.

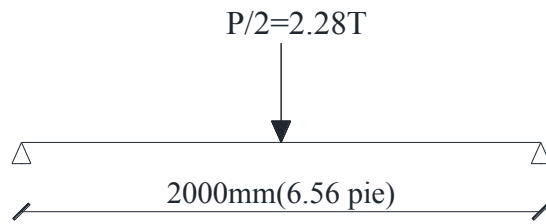
$$20.51 \text{ ksi} < 21.6 \text{ ksi}$$

El esfuerzo de trabajo al que esta sometido la valla vehicular es menor al esfuerzo admisible del acero por lo que la sección es resistente a la flexión, debido a esto se acepta el diseño.

Se utiliza un perfil circular de 4" de diámetro y espesor de 0.237"

**Chequeo de la sección a esfuerzo cortante:** Se debe chequear si el tubo utilizado es resistente al esfuerzo de corte producido por la carga vehicular ( $P/3$ ) como se indica en la figura 5.22.

**Solicitaciones:** La carga aplicada en el centro del tramo libre de la valla vehicular apoyada entre postes es  $P/2 = 5000 \text{ lb} (2.28 \text{ T})$  [2].



**Figura 5.58** Diagrama de cuerpo libre para análisis de valla vehicular al corte

$$V = Ra = Rb = \frac{P}{4} \quad (5.32)$$

$$V = \frac{10000lb}{4}$$

$$V = 2500lb(1136.4kg)$$

El esfuerzo de trabajo al corte de la sección debe ser menor al esfuerzo admisible al corte del acero ( $F_v$ ) que para este caso es  $0.33 F_y$  [2]

$$f_v = \frac{V}{A} \quad (5.5)$$

$$A = 3,17 \text{ pulg}^2$$

$$f_v = \frac{2500lb}{3,17 \text{ pulg}^2}$$

$$f_v = 788,6lb / \text{pulg}^2 (0,79ksi), (55,54kg / cm^2)$$

**Comprobación:** Se debe chequear si el esfuerzo de trabajo de la sección de la valla vehicular es menor al esfuerzo admisible del acero.

$$F_v = 0,33F_y$$

$$F_v = 0,33 * 36ksi$$

$$F_v = 11,88ksi(837kg / cm^2)$$

$$f_v < F_v$$

$$0,79ksi < 11,88ksi$$

La sección de valla vehicular resiste el esfuerzo de corte al que está sometido.

Se utiliza un perfil circular de 4" de diámetro y espesor de 0,237"

#### **Diseño del poste:**

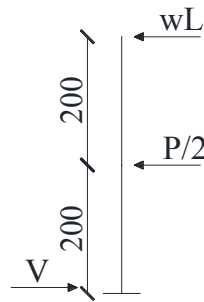
El material seleccionado para los postes es perfiles tipo H es acero de grado A36 según la norma ASTM [28], cuyas especificaciones son:

Densidad de 7860 kg/m<sup>3</sup> (0,28 lb/in<sup>3</sup>)

Límite de fluencia de 250 MPa (36 ksi),

Límite de rotura de 410 MPa (58 ksi).

**Cargas y solicitaciones:** El poste se analiza como una viga en voladizo ya que se encuentra anclado al parapeto y se diseña para un momento  $M$  producido por las cargas ( $P/2$  y  $wL$ ) como lo indican las Especificaciones AASHTO Estándar [2], aplicadas a la altura de las vallas vehiculares como se indica en la figura 5.59.



**Figura 5.59.** Diagrama de cuerpo libre para análisis de poste

Donde:

$w$ : Carga peatonal = 50 lb / pie (74,56 kg / m)

$L$ : Separación entre postes

$P$ : Carga vehicular = 10000 lb (4545 T)

$$M = \frac{P}{2} * 0,20 + wL * 0,40 \quad (5.51)$$

$$M = \frac{4545 \text{ kg}}{2} * 0,20 \text{ m} + 74,56 \text{ kg / m} * 2 \text{ m} * 0,40 \text{ m}$$

$$M = 514,15 \text{ kg} - \text{m} (4468,9 \text{ lb} - \text{pu lg})$$

Con esto se determina el módulo resistente que debe tener la sección para el momento aplicado en el poste.

**Prediseño del poste:** Se debe determinar la sección resistente preliminar para soportar los esfuerzos producidos por las solicitaciones, en este caso para los postes utilizamos perfil tipo H.

$$S = \frac{M}{\sigma_{adm}} \quad (5.3)$$

$$S = \frac{4468,9 \text{ lb} \cdot \text{pu lg}}{21600 \text{ lb / pu lg}^2}$$

$$S = 0,21 \text{ pu lg}^3 (3,44 \text{ cm}^3)$$

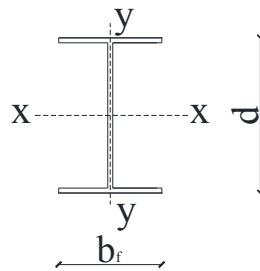
Con este valor de módulo resistente se busca la sección más adecuada que se ajuste a dicho valor en las tablas Dimension and properties de la American Institute of Steel Construction. AISC [23]

En la tabla 1-28 W SHAPES [23] para perfiles H se obtiene la sección:

Perfil W 5 x 16

El perfil utilizado es Perfil tipo I W 5 x 16

Características de la sección elegida:



**Figura 5.60** Características de la sección

$d : 5,01 \text{ pu lg}(12,73\text{cm})$

Espesor del alma :  $t_w = 0,280 \text{ pu lg}(0,71\text{cm})$

Ancho del ala :  $b_f = 4,06 \text{ pu lg}(10,31\text{cm})$

Espesor del ala :  $t_f = 0,360 \text{ pu lg}(0,91\text{cm})$

Área :  $A = 4,68 \text{ pu lg}^2(30,19\text{cm}^2)$

Inercia :  $I_x = 21,3 \text{ pu lg}^4(886,57\text{cm}^4)$

Inercia :  $I_y = 7,51 \text{ pu lg}^4(187,72\text{cm}^4)$

Módulo resistente :  $S_x = 8,51 \text{ pu lg}^3(139,45\text{cm}^3)$

Módulo resistente :  $S_y = 1,11 \text{ pu lg}^3(18,19\text{cm}^3)$

Radio de giro :  $r_x = 2,13 \text{ pu lg}(5,41\text{cm})$

Radio de giro :  $r_y = 1,27 \text{ pu lg}(3,23\text{cm})$

Radio de giro de la sección en compresión :  $r_T : 1,37 \text{ pu lg}(3,48\text{cm})$

Esfuerzo de fluencia del acero :  $F_y : 36\text{ksi}(2531,05\text{kg} / \text{cm}^2)$

**Comprobación de poste sometido a flexión:** Se debe chequear si el esfuerzo de trabajo de la sección del poste es menor al esfuerzo admisible del acero.

Determinamos el esfuerzo admisible a la flexión del acero.

$$F_b = 0.60F_y$$

$$F_b = 21,6\text{ksi}$$



Este esfuerzo admisible de flexión del poste debe ser menor o igual al esfuerzo de trabajo de la sección resistente de poste.

$$F_{trabajo} = \frac{M}{S_x} \quad (5.38)$$

$$F_{trabajo} = \frac{4468,9 \text{ lb.pulg}}{8,51 \text{ pulg}^3}$$

$$F_{trabajo} = 525,14 \text{ lb / pulg}^2 (0,53 \text{ ksi}), (36,92 \text{ kg / cm}^2)$$

Este valor de esfuerzo lo comparamos con el esfuerzo admisible.

$$0.53 \text{ ksi} < 21.6 \text{ ksi}$$

El esfuerzo de trabajo es menor al esfuerzo admisible por lo que la sección del poste es resistente a la flexión.

El perfil utilizado es Perfil tipo I W 5 x 16

**Chequeo de la sección de poste sometida a esfuerzo cortante:** Se debe chequear si el perfil utilizado es resistente al esfuerzo de corte producido por las cargas en el poste.

**Cargas y solicitaciones:** La fuerza de corte ( $V$ ) en la base del poste es la carga vehicular más la carga peatonal ( $P/2 + wL$ ) como se indica en la figura 5.61.



**Figura 5.61** Diagrama de cuerpo libre para análisis de poste al corte

La fuerza de corte a la que está sometida la valla vehicular es:

$$V = wL + \frac{P}{2} \quad (5.62)$$

$$V = 74,56 * 2 + \frac{4545}{2}$$

$$V = 2421,62 \text{ kg} (5338,75 \text{ lb})$$

El esfuerzo de trabajo al corte de la sección debe ser menor al esfuerzo admisible al corte del acero ( $F_v$ ) que para este caso es  $0.33 F_y$  [2]

$$f_v = \frac{V}{A} \quad (5.5)$$

$$A = d' t_w \quad (5.41)$$

$$d' = d - 2t_f \quad (5.42)$$

$$f_v = \frac{5338,75 \text{ lb}}{(5,01'' - 2 * 0,360'') * 0,280''}$$

$$f_v = 4444.51 \text{ lb / pulg}^2 (4.44 \text{ ksi}), (312.48 \text{ kg / cm}^2)$$

**Comprobación:** El esfuerzo de trabajo al corte de la sección debe ser menor al esfuerzo admisible al corte del acero ( $F_v$ ) que para este caso es  $0.33 F_y$  [2].

$$F_v = 0,33 F_y$$

$$F_v = 0,33 * 36 \text{ ksi}$$

$$F_v = 11,88 \text{ ksi} (837 \text{ kg / cm}^2)$$

$$f_v < F_v$$

$$4,44 \text{ ksi} < 11,88 \text{ ksi}$$

La sección elegida para el poste resiste el esfuerzo de corte al que está sometido.

El perfil utilizado es Perfil tipo I W 5 x 16

### Diseño de placa base

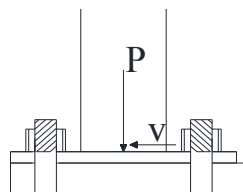
El material seleccionado para las placas base es acero de grado A36 según la norma ASTM [28], cuyas especificaciones son:

Densidad de  $7860 \text{ kg/m}^3$  ( $0,28 \text{ lb/in}^3$ )

Límite de fluencia de  $250 \text{ MPa}$  ( $36 \text{ ksi}$ ),

Límite de rotura de  $410 \text{ MPa}$  ( $58 \text{ ksi}$ ).

**Solicitaciones:** La carga  $P$  transmitida al poste está determinada por el peso propio del poste, el peso de la valla vehicular y el pasamano.



**Figura 5.62** Cargas en Placa base

$$P_{Poste} = H * A_{Poste} * \gamma_{Acero} \quad (5.44)$$

$$P_{Valla} = L * A_{Valla} * \gamma_{Acero} \quad (5.45)$$

$$P_{Pasamano} = L * A_{Pasamano} * \gamma_{Acero} \quad (5.63)$$

$$P_{Poste} = 0,50m * 0,003m^2 * 7860kg / m^2$$

$$P_{Poste} = 11,79kg(25,99lb)$$

$$P_{Valla} = 2,0m * 0,0034 * 7860kg / m^2$$

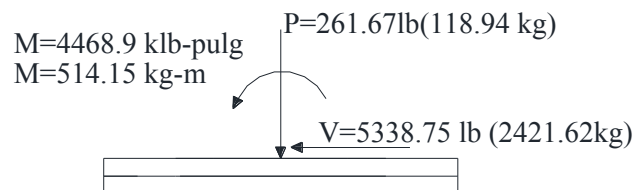
$$P_{Valla} = 53,45kg(117,84lb)$$

$$P_{pasamano} = 2,0m * 0,0034 * 7860kg / m^2$$

$$P_{pasamano} = 53.45kg(117,84lb)$$

$$P = 25,99lb + 117,84 + 117,84lb$$

$$P = 261,67lb(118,94kg)$$



**Figura 5.63** Solicitaciones en placa base

Para estas solicitaciones determinamos el valor de excentricidad e.

$$e = \frac{M}{P} \quad (5.14)$$

$$e = \frac{4468,9lb.pulg}{261,67lb}$$

$$e = 17,08pulg(43,38cm)$$

La resultante se sitúa fuera del eje del ala comprimida del poste, debido a esto tomamos momentos con respecto al punto extremo del poste ya que el momento es absorbido por los pernos de anclaje.

Dimensiones de la placa de anclaje:

$$q = \frac{P}{BL} \left( 1 \pm \frac{6e}{L} \right) \quad (5.17)$$

Asumimos una placa base de 8" x 6" y chequeamos el esfuerzo transmitido al material de apoyo.

La placa estará apoyada en el tablero de hormigón.

El esfuerzo admisible del hormigón para soportar la placa base es de 0.35f'c

Si adoptamos que el tablero de hormigón tiene una resistencia de diseño de f'c=240kg/cm<sup>2</sup>

$$q_{admisible} = 0,35 f'c \quad (5.15)$$

$$q_{admisible} = 0,35 * 240 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

$$q_{admisible} = 84 \text{ kg} / \text{cm}^2 (1192,26 \text{ lb} / \text{pulg}^2)$$

El esfuerzo transmitido al elemento de apoyo debe ser menor que el esfuerzo admisible.

$$q \leq q_{admisible} \quad (5.16)$$

Si B=6" y L=8"

**Comprobación:** El esfuerzo transmitido por la placa base debe ser menor al esfuerzo admisible al aplastamiento en el material de apoyo que en este caso es el hormigón del tablero del puente.

$$q_1 = \frac{261,67}{8*6} \left( 1 + \frac{6*17,08}{8} \right)$$

$$q_1 = 75,28 \text{ lb} / \text{pulg}^2 < 1192,26 \text{ lb} / \text{pulg}^2$$

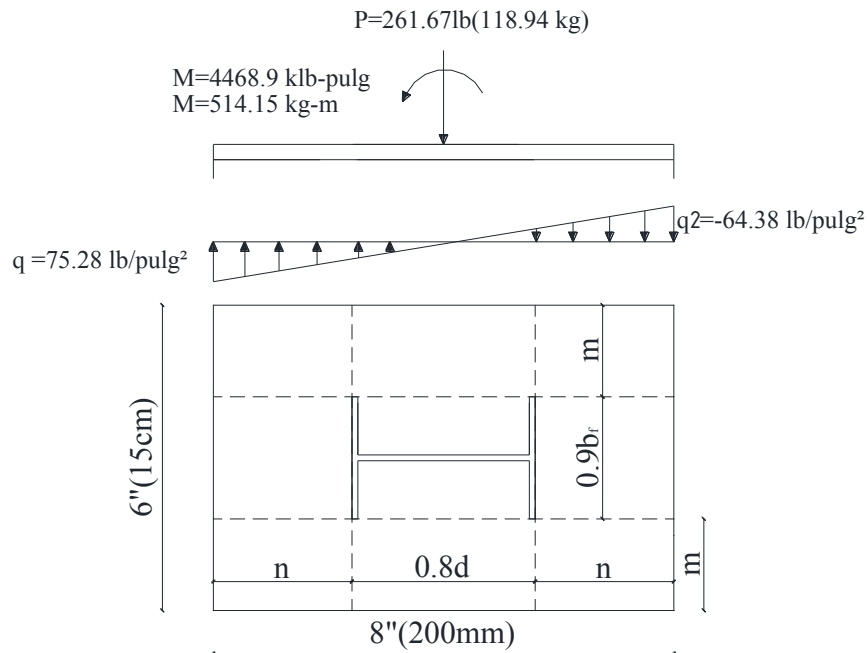
$$q_2 = \frac{261,67}{8*6} \left( 1 - \frac{6*17,08}{8} \right)$$

$$q_2 = -64,38 \text{ lb} / \text{pulg}^2 < 1192,26 \text{ lb} / \text{pulg}^2$$

De esto se deduce que la presión ejercida en el hormigón es menor que la admisible por tanto se elige la placa de 8" x 6" para la base del poste.

Se utiliza una placa base de: 200x150mm (8"x6")

### Determinación del espesor de la placa base:



**Figura 5.64** Placa base

Determinamos la dimensión  $n$  para así establecer el momento que soporta la placa ya que en este sector el momento es más crítico.

$$2n + 0.8d = 8" \quad (5.64)$$

$$n = \frac{8" - 0.8 * 5.01"}{2}$$

$$n = 3.99" : 10.13 \text{ cm}$$

$$M_1 = \frac{qn^2}{3} \quad (5.19)$$

$$M_1 = \frac{75.28 \text{ lb / pulg} * (3.99 \text{ pulg})^2}{3}$$

$$M_1 = 399,49 \text{ lb.pulg} (461,23 \text{ kg.cm})$$

El espesor de la placa está dado por la expresión 5.20:

$$t = \left( \frac{6M_1}{Fb} \right)^{1/2} \quad (5.20)$$

$$Fb = 0.6Fy = \sigma_{adm} \quad (5.2)$$

$$Fb = 21600 \text{ lb / pulg}^2 (1521.82 \text{ kg / cm}^2)$$

$$t = \left( \frac{6 * 399.49 lb - pu \lg}{21600 lb / pu \lg^2} \right)^{1/2}$$

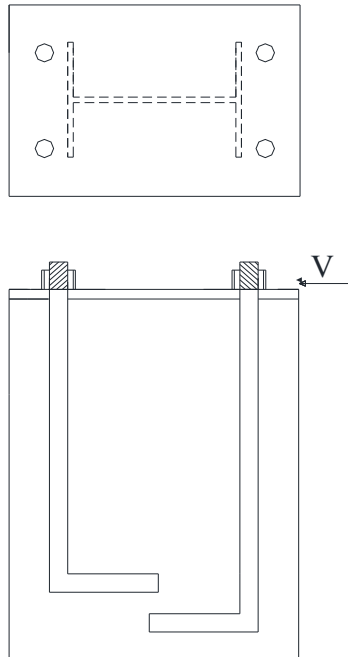
$$t = 0.33 pu \lg (0.84 cm), (8.4 mm)$$

Se utiliza una placa base de: 200x150x9mm

### Diseño de pernos de anclaje

El esfuerzo de corte en la sección debe ser menor o a lo sumo igual al esfuerzo admisible al corte del perno.

Se debe determinar el diámetro de los pernos, para este caso consideramos 4 pernos de acero para el anclaje del poste, determinamos el diámetro de cada uno y chequeamos los esfuerzos a los que están sometidos como se muestra en la figura 5.65.



**Figura 5.65** Pernos de anclaje

$$F_{corte} = \frac{V}{4A_{perno}} \quad (5.21)$$

$$F_{admisible\ corte} = 0,33F_{perno} \quad (5.22)$$

Sustituyendo la ecuación 5.22 en la 5.21 y despejando el valor del área del perno tenemos:

$$A_{perno} = \frac{V}{4 * 0,33F_{perno}} \quad (5.23)$$

El esfuerzo de fluencia del perno es de 58 ksi (58000 lb/pulg<sup>2</sup>) [24]

$$A_{perno} = \frac{5338,75lb}{4*0,33*58000lb / pulg^2}$$

$$A_{perno} = 0,07 pulg^2 (0,45cm^2)$$

Se utiliza pernos de 1/2" y de 58 ksi

El área de cada perno de 1/2" es 0.196pulg<sup>2</sup> y es mayor que el área requerida.

#### Comprobación:

$$F_{corte} = \frac{5338.75lb}{4*0.196pulg^2}$$

$$F_{corte} = 6809.6lb / pulg^2$$

$$F_{admisible corte} = 0.33F_{perno} \quad (5.22)$$

$$F_{admisible corte} = 0.33*58ksi$$

$$F_{admisible corte} = 19140lb / pulg^2$$

$$F_{corte} \leq F_{admisible corte} \quad (5.25)$$

El esfuerzo admisible de corte es mayor que el esfuerzo de corte al que está sometido el perno por lo tanto:

#### Se adopta 4 pernos de 1/2" (12mm)

La longitud de los dobles de los pernos será 12 diámetros de la barra [27], en este caso es:

$$l = 12*12mm$$

$$l = 144mm$$

**Diseño de parapeto de hormigón:** El material seleccionado para el parapeto es el hormigón armado.

**Especificaciones de los materiales para el parapeto:** Para el parapeto se utiliza:

**Acero en barras corrugadas de refuerzo:** Límite de fluencia  $f_y = 420$  MPA (4200kg/cm<sup>2</sup>)

**Hormigón:** Resistencia a la compresión simple  $f'_c = 210$ kg/cm<sup>2</sup>

**Cargas y solicitaciones:** La carga que debe soportar la protección vehicular maciza es la carga viva vehicular (P/2) igual a 5000lb (2.27T)

que se considera aplicada como lo indican las especificaciones AASHTO Estándar [2], (ver Capitulo 3).

$$\frac{P}{2} = 5000lb(2268kg), (2,27T)$$

Esfuerzos admisibles:

$$f_c = 0.40f'_c$$

$$f_s = 0.4f_y$$

El momento al que está sometido el parapeto es:

$$M = 2268kg * 0,50m$$

$$M = 1,13 \times 10^5 kg.cm$$

**Prediseño de la sección resistente:** Se debe determinar la sección resistente preliminar para soportar los esfuerzos producidos por las solicitaciones, en este caso para el parapeto utilizamos hormigón armado.

Determinamos la relacion de elasticidades dada por la expresion 5.47:

$$n = \frac{E_s}{E_c} \quad (5.47)$$

$$n = \frac{2,1 \times 10^6 kg/cm^2}{15100 \sqrt{210} kg/cm^2}$$

$$n = 10$$

$$f_c = 0.40 * 210 = 84 kg/cm^2$$

$$f_s = 0.4 * 4200 = 1680 kg/cm^2$$

El coeficiente de reducción de distancia a la fibra comprimida es:

$$k = \frac{n f_c}{n f_c + f_s} \quad (5.48)$$

$$k = \frac{10 * 84}{10 * 84 + 1680}$$

$$k = 0,33$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} \quad (5.49)$$

$$j = 1 - \frac{0,33}{3}$$

$$j = 0,89$$



El factor de resistencia de la sección es:

$$R = \frac{1}{2} f_c j k \quad (5.50)$$

$$R = \frac{1}{2} * 84 * 0,89 * 0,33$$

$$R = 12,34 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

Por tratarse de carga accidental la AASHTO Estándar [2], permite el aumento del 50% de los esfuerzos admisibles.

$$Mr = 1.5 R b d^2 \quad (5.57)$$

El momento resistente debe ser igual al momento al que está sometido el parapeto.

$$Mr = 1,5 * 12,34 * b * d^2$$

$$M = Mr \quad (5.58)$$

$$1,13 \times 10^5 \text{ kg.cm} = 1,5 * 12,34 \text{ kg} / \text{cm}^2 b d^2$$

$$d = \sqrt{\frac{1,13 \times 10^5}{1,5 * 12,34 * b}}$$

El valor de b es de 150 cm, definido por las normas AASHTO Estándar [2], (ver capítulo 3).

$$d = \sqrt{\frac{1,13 \times 10^5}{1,5 * 12,34 * 150}}$$

$$d = 6,38 \text{ cm}$$

La distancia (d) en este caso será el ancho del parapeto en su base y este no debe ser menor que la dimensión L de la placa de apoyo del poste.

Por esta razón tenemos un ancho de parapeto de mínimo 20cm

De esto tenemos un parapeto de sección: 20 x 150 cm

Calculamos el acero de refuerzo con la expresión 5.45:

$$As = \frac{M}{f_s j d} \quad (5.52)$$

$$As = \frac{1,13 \times 10^5 \text{ kg} - \text{cm}}{1680 \text{ kg} / \text{cm}^2 * 0,89 * 17,5 \text{ cm}}$$

$$As = 4,32 \text{ cm}^2$$

Chequeamos el refuerzo mínimo que debe cumplir la sección:

$$As_{\min} = \frac{14}{fy} b d \quad (5.53)$$

$$As_{\min} = \frac{14}{4200} * 150 * 17,5$$

$$As_{\min} = 8,75 \text{ cm}^2$$

$$As < As_{\min}$$

El área mínima de refuerzo es mayor que el área de refuerzo calculada, por esta razón el área de refuerzo es el área mínima.

$$As = 8,75 \text{ cm}^2$$

*Armadura interior :  $As : 1\phi 12 \text{ mm} @ 10 \text{ cm}$*

$$\text{Armadura exterior : } As_{\text{ext}} = \frac{As}{2}$$

*Armadura exterior :  $As_{\text{ext}} : 1\phi 8 \text{ mm} @ 10 \text{ cm}$*

### **Comprobación de diseño de parapeto sometido a flexión:**

Chequeamos los esfuerzos de servicio contra los esfuerzos admisibles

$$f_s = \frac{M_s}{A_s j d} \quad (5.59)$$

$$f_c = \frac{2M_s}{k j b d^2} \quad (5.60)$$

$$f_s = \frac{1,13 \times 10^5 \text{ kg.cm}}{12,43 * 0,89 * 17,5}$$

$$f_s = 583,69 \text{ kg / cm}^2$$

$$f_{s \text{ admisible}} = 0,4 * 4200 = 1680 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s < f_{s \text{ admisible}}$$

$$f_c = \frac{2 * 1,13 \times 10^5 \text{ kg.cm}}{0,33 * 0,89 * 100 * 17,5^2}$$

$$f_c = 25,21 \text{ kg / cm}^2$$

$$f_{c \text{ ADMISIBLE}} = 0,40 * 210 = 84 \text{ kg/cm}^2$$

Por tratarse de carga accidental la AASHTO Estándar [2], permite el aumento del 50% de los esfuerzos admisibles, en este caso el esfuerzo admisible del hormigón es:

$$f_{c \text{ ADMISIBLE}} = 1,5 * 0,40 * 210 = 126 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c < f_{c \text{ admisible}}$$

El esfuerzo de servicio en acero de refuerzo es menor que el esfuerzo admisible del acero, y el esfuerzo de servicio del hormigón es menor al esfuerzo admisible, por lo que se acepta el diseño.

De esto tenemos un parapeto de sección: 25 x 100 cm, y armadura de refuerzo:

*Armadura interior :  $A_s : 1\phi 12mm @ 10cm$*

$$Armadura exterior : A_{s_{ext}} = \frac{A_s}{2}$$

*Armadura exterior :  $A_{s_{ext}} : 1\phi 8mm @ 10cm$*

**Análisis del parapeto a esfuerzo cortante:** Se debe determinar el acero de refuerzo que resiste el esfuerzo cortante en el parapeto.

**Solicitaciones:**

La fuerza de corte que se produce en la base del parapeto es  $P/2=5000lb$  (2272,5kg).

$$V = \frac{P}{2}$$

$$V = 2272,5 \text{ kg}$$

$$v = \frac{V}{b d} \quad (5.54)$$

$$v = \frac{2272,5 \text{ kg}}{150 * 17,5}$$

$$v = 0,87 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

Por seguridad tomaremos el esfuerzo cortante, que resiste la sección de hormigón, como nulo:

$$v_c = 0$$

**Determinación del espaciamiento del refuerzo por corte:**

El espaciamiento del refuerzo por corte está dado por:

$$s = \frac{f_s * A_v}{v b} \quad (5.55)$$

Considerando el refuerzo por corte como un estribo de  $\Phi 8mm$ , en dos ramas  $A_v=1.01 \text{ cm}^2$ , tendremos un espaciamiento s de:

$$s = \frac{1680 * 1,01}{0,87 * 150}$$

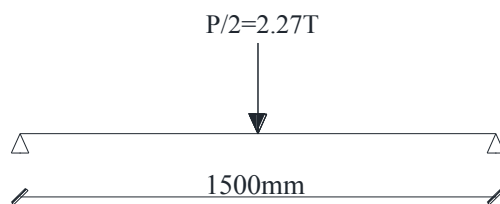
$$s = 13,0 \text{ cm}$$

Se coloca armadura mínima por corte:

$$E : 1\phi 8 \text{ mm} @ 10 \text{ cm}$$

### Análisis de parapeto en sentido longitudinal

**Solicitaciones:** El parapeto en el sentido longitudinal se analiza como una viga simplemente apoyada en sus extremos de 1500mm de luz y con la carga vehicular  $P/2 = 5\,000 \text{ lb}$  (2,27T), aplicada en el centro de la luz.



**Figura 5.66** Diagrama de cuerpo libre de parapeto en sentido longitudinal

$$M = \frac{P L}{4} \quad (5.61)$$

$$M = \frac{2,27T * 1,50m}{4}$$

$$M = 0,85 \text{ T.m}$$

Determinamos la relacion de elasticidades dada por la expresion 5.47:

$$n = \frac{E_s}{E_c} \quad (5.47)$$

$$n = \frac{2,1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2}{15100 \sqrt{210} \text{ kg/cm}^2}$$

$$n = 10$$

$$f_c = 0,40 * 210 = 84 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = 0,4 * 4200 = 1680 \text{ kg/cm}^2$$

El coeficiente de reducción de distancia a la fibra comprimida es:

$$k = \frac{n f_c}{n f_c + f_s} \quad (5.48)$$

$$k = \frac{10 * 84}{10 * 84 + 1680}$$

$$k = 0,33$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} \quad (5.49)$$

$$j = 1 - \frac{0,33}{3}$$

$$j = 0,89$$

El factor de resistencia de la sección es:

$$R = \frac{1}{2} f_c j k \quad (5.50)$$

$$R = \frac{1}{2} * 84 * 0,89 * 0,33$$

$$R = 12,34 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

Por tratarse de carga accidental la AASHTO Estándar [2], permite el aumento del 50% de los esfuerzos admisibles.

$$Mr = 1,5 R b d^2 \quad (5.57)$$

$$Mr = 1,5 * 12,34 * b * d^2$$

El momento resistente debe ser igual al momento al que está sometida la valla vehicular.

$$M = Mr \quad (5.58)$$

$$0,85 \times 10^5 \text{ kg.cm} = 1,5 * 12,34 \text{ kg} / \text{cm}^2 b d^2$$

$$d = \sqrt{\frac{0,85 \times 10^5}{1,5 * 12,34 * b}}$$

El valor de b es la altura del parapeto:  $b=50$  cm, con esto tenemos:

$$d = \sqrt{\frac{0,85 \times 10^5}{1,5 * 12,34 * 50}}$$

$$d = 9,58 \text{ cm}$$

### Comprobación:

La altura  $d$  del parapeto en el sentido transversal es de 17.5 cm y es mayor a la altura  $d$  longitudinal por lo cual tomamos el valor  $d=12.79$  cm para ambos sentidos de análisis.

$$17,5 > 9,58$$

### Determinación del acero de refuerzo:

Calculamos el acero de refuerzo en el sentido longitudinal con la expresión: 5.52.

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} \quad (5.52)$$

$$A_s = \frac{0,85 \times 10^5 \text{ kg.cm}}{1680 \text{ kg/cm}^2 * 0,89 * 17,5 \text{ cm}}$$

$$A_s = 1,80 \text{ cm}^2$$

Chequeamos el refuerzo mínimo que debe cumplir la sección:

$$A_{s_{\min}} = \frac{14}{f_y} b d \quad (5.53)$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{14}{4200} * 50 * 17,5$$

$$A_{s_{\min}} = 2,92 \text{ cm}^2$$

$$A_s < A_{s_{\min}}$$

El área mínima de refuerzo es mayor que el área de refuerzo calculada, por esta razón el área de refuerzo es el área mínima.

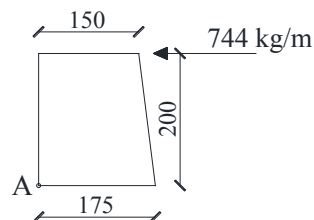
$$A_s = 2,92 \text{ cm}^2$$

*Armadura exterior* :  $A_s : 1\phi 12 \text{ mm} @ 10 \text{ cm}$

*Armadura interior* :  $\frac{A_s}{2} : 1\phi 8 \text{ mm} @ 10 \text{ cm}$

**Diseño de bordillo** Para el bordillo utilizamos hormigón armado.

**Dimensiones del elemento:** El bordillo es de sección rectangular, con una altura de 200mm y un ancho de 175mm en su base, estas dimensiones se toman de acuerdo a las Especificaciones AASHTO Standard [2].



**Figura.5.67** Dimensiones y carga en bordillo de protección combinada

**Especificaciones técnicas del material:** Para el bordillo utilizamos:

**Acero en barras corrugadas de refuerzo:** Límite de fluencia  $f_y = 420$  MPa ( $4200 \text{ kg/cm}^2$ )

**Hormigón:** Resistencia a la compresión simple  $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$

Esfuerzos admisibles:

$$f_c = 0,40 f'_c$$

$$f_s = 0,4 f_y$$

**Solicitaciones:**

La carga a la que está sometido el bordillo es de 744 kg/m lineal y está ubicada en la parte superior del bordillo tal como se muestra en la figura 5.67.

El momento al que está sometido el bordillo es:

$$M_A = 0.744 T / m * 0.20 m * 1 m$$

$$M_A = 0,15 T.m(15000 kg.cm)$$

**Diseño del bordillo a flexión:** Determinamos si la sección resistente que se muestra en la figura 5.67 es adecuada y establecemos la cantidad de acero de refuerzo para esta sección sometida a los esfuerzos de flexión y corte.

Determinamos la relación de elasticidades dada por la expresión 5.47:

$$n = \frac{E_s}{E_c} \quad (5.47)$$

$$n = \frac{2,1 \times 10^6 \text{ kg} / \text{cm}^2}{15100 \sqrt{210 \text{ kg} / \text{cm}^2}}$$

$$n = 10$$

$$f_c = 0,40 * 210 = 84 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = 0,4 * 4200 = 1680 \text{ kg/cm}^2$$

El coeficiente de reducción de distancia a la fibra comprimida es:

$$k = \frac{n f_c}{n f_c + f_s} \quad (5.48)$$

$$k = \frac{10 * 84}{10 * 84 + 1680}$$

$$k = 0,33$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} \quad (5.49)$$

$$j = 1 - \frac{0,33}{3}$$

$$j = 0,89$$

El factor de resistencia de la sección es:

$$R = \frac{1}{2} f_c j k \quad (5.50)$$

$$R = \frac{1}{2} * 84 * 0,89 * 0,33$$

$$R = 12,34 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

$$. Mr = R b d^2 \quad (5.51)$$

$$Mr = 12,34 * b * d^2$$

$$Mr = 12,34 * 100 \text{ cm} * 15 \text{ cm}$$

$$Mr = 18510 \text{ kg}, \text{cm}$$

Calculamos el acero de refuerzo con la expresión 5.52:

$$As = \frac{M_A}{f_s j d} \quad (5.52)$$

$$As = \frac{15000 \text{ kg} \cdot \text{cm}}{1680 \text{ kg} / \text{cm}^2 * 0,89 * 15 \text{ cm}}$$

$$As = 0,67 \text{ cm}^2$$

Chequeamos el refuerzo mínimo que debe cumplir la sección:

$$As_{\min} = \frac{14}{f_y} b d \quad (5.53)$$

$$As_{\min} = \frac{14}{4200} * 100 * 15$$

$$As_{\min} = 5,0 \text{ cm}^2$$

$$As < As_{\min}$$

El área mínima de refuerzo es mayor que el área de refuerzo calculada, por esta razón el área de refuerzo es el área mínima.

$$As = 5,0 \text{ cm}^2$$



$$\Rightarrow 1\phi 12mm @ 20cm$$

### Análisis del bordillo a esfuerzo cortante

La fuerza de corte a la que está sometido el poste será 744 kg en un ancho unitario de 1 metro.

$$V = 744 kg$$

$$v = \frac{V}{bd} \quad (5.54)$$

$$v = \frac{744 kg}{100 * 15}$$

$$v = 0,5 kg / cm^2$$

Por seguridad tomamos el esfuerzo cortante, que resiste la sección de hormigón, como nulo:

$$v_c = 0$$

El espaciamiento del refuerzo por corte está dado por:

$$s = \frac{f_s * A_v}{vb} \quad (5.55)$$

Considerando el refuerzo por corte como un estribo de  $\Phi$  8mm, en una rama  $A_v = 0.502 cm^2$  tenemos un espaciamiento s de:

$$s = \frac{1680 * 0,502}{0,5 * 100}$$

$$s = 16,9 cm$$

El refuerzo por corte para el bordillo es:

$$E : 1\phi 8mm @ 15cm$$

### Comprobación:

Chequeamos los esfuerzos de servicio contra los esfuerzos admisibles

$$f_s = \frac{M_s}{A_s jd} \quad (5.59)$$

$$f_c = \frac{2M_s}{kjb d^2} \quad (5.60)$$

$$f_s = \frac{15000 kg.cm}{1,13 * 0,89 * 15}$$

$$f_s = 994,3 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

$$f_{s \text{ admisible}} = 0,4 * 4200 = 1680 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

$$f_s < f_{s \text{ admisible}}$$

$$f_c = \frac{2 * 15000 \text{ kg} \cdot \text{cm}}{0,33 * 0,89 * 20 * 15^2}$$

$$f_c = 22,70 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

$$f_{c \text{ ADMISIBLE}} = 0,40 * 210 = 84 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

Por tratarse de carga accidental la AASHTO Estándar [2], permite el aumento del 50% de los esfuerzos admisibles, en este caso el esfuerzo admisible del hormigón es:

$$f_{c \text{ ADMISIBLE}} = 1,5 * 0,40 * 210 = 126 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

$$f_c < f_{c \text{ admisible}}$$

El esfuerzo de servicio en el acero de refuerzo es menor que el esfuerzo admisible del acero, y el esfuerzo de servicio del hormigón es menor al esfuerzo admisible, por lo que se acepta el diseño.

De esto tenemos un bordillo de 200mm de altura y una base de 200mm y armadura de refuerzo:

$$As : 1\phi 12 \text{ mm} @ 20 \text{ cm}$$

El refuerzo por corte en el bordillo necesario es  $1\phi 8 \text{ mm} @ 15 \text{ cm}$

La longitud de los dobles de las varillas en el anclaje con el tablero es 12 diámetros de la barra [27], en este caso es:

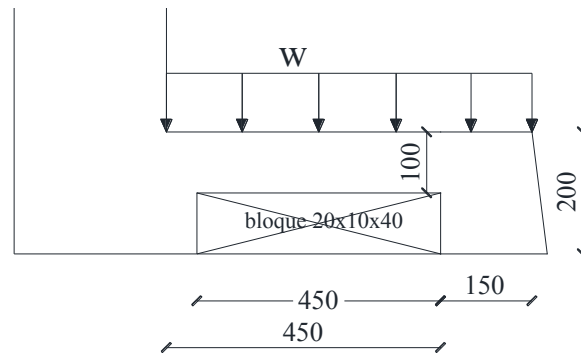
$$l = 12 * 20 \text{ mm}$$

$$l = 240 \text{ mm}$$

**Diseño de Acera.-** Para la acera utilizamos hormigón armado.

**Cargas y solicitaciones:** La acera está sometida a dos estados de carga, la carga peatonal  $w = 85 \text{ lb} / \text{pie}^2$  ubicada sobre toda la dimensión de la acera y la carga accidental de rueda de camión  $P = 7.27 \text{ T}$  ubicada a 300mm medidos desde el borde interior del parapeto, para el diseño de la acera determinamos cual es el estado de carga que produce las solicitaciones más extremas, y la acera debe ser diseñada para esas condiciones críticas.

## 1. Acera sometida a Carga peatonal

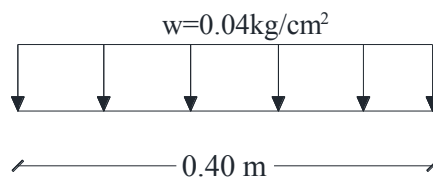


**Figura 5.68** Dimensiones y carga en acera peatonal de protección combinada

Dónde:

w: Carga peatonal = 85 lb/pie<sup>2</sup> (0,04 kg/cm<sup>2</sup>).

### Análisis de acera sometida a carga peatonal



**Figura 5.69** Carga peatonal en acera

La acera sometida a carga peatonal se diseña para una carga de 0.04kg/cm<sup>2</sup> y se analiza como una viga empotrada en sus extremos.

El momento al que está sometida la acera sometida a la carga peatonal es:

$$M = \frac{wL^2}{12} \quad (5.64)$$

Donde :

$M$  = Momento al que esta sometida la acera

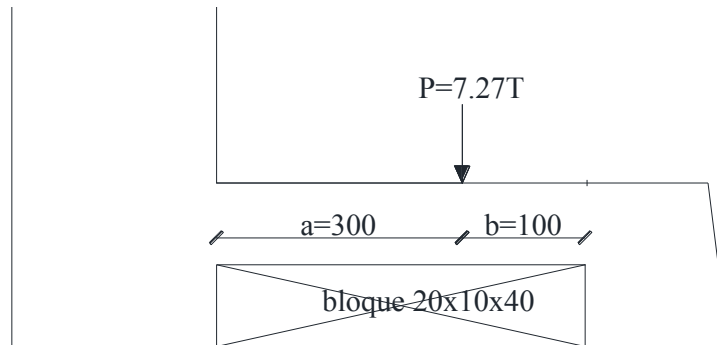
$w$  = Carga peatonal

$L$  = Distancia entre apoyos

$$M = \frac{0,04kg / cm^2 (40cm)^2}{12}$$

$$M = 5,33kg.cm$$

## 2. Acera sometida a la carga accidental de rueda de camión



**Figura 5.70** Carga accidental de rueda de camión

### **Análisis de acera sometida a carga accidental de rueda de camión**

Este tipo de solicitación se produce cuando la rueda posterior del vehículo se encuentra a 30 cm de la cara interior del parapeto.

El momento al que está sometida la acera debido a esta solicitación es:

$$M_D = \frac{Pab^2}{L^2} \quad (5.65)$$

$$M_I = \frac{Pa^2b}{L^2} \quad (5.66)$$

Donde :

$M_D$  = Momento en apoyo derecho (filo exterior de parapeto)

$M_I$  = Momento en apoyo izquierdo (filo interior de bordillo)

$a$  = Distancia desde la cara interior del poste al punto de aplicación de la carga

$b$  = Distancia desde la cara exterior de la acera al punto de aplicación de la carga

$L$  = Distancia entre apoyos

$$M_D = \frac{7,27T * 0,30 * 0,10^2}{0,40^2}$$

$$M_D = 13631,3 \text{ kg.cm}$$

$$M_I = \frac{7,27T * 0,30^2 * 0,10}{0,40^2}$$

$$M_I = 40893,8 \text{ kg.cm}$$

El mayor de los dos momentos al que está sometido la acera es el Momento  $M_I$ , este a su vez es mayor que el momento producido por la carga peatonal, debido a esto diseñamos la acera para el momento más crítico que es el momento debido a la carga accidental de rueda de camión  $M_I$ .

**El momento de diseño para la acera es de 40893 kg.cm**

Para la acera utilizamos hormigón armado y para ello se necesita:

**Acero en barras corrugadas de refuerzo:** Límite de fluencia  $f_y = 420$  MPa ( $4200 \text{ kg/cm}^2$ )

**Hormigón:** Resistencia a la compresión simple  $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$

Esfuerzos admisibles:

$$f_c = 0.40 f'_c$$

$$f_s = 0.4 f_y$$

**Prediseño de la sección resistente de la acera:** Determinamos si la sección resistente que se muestra en la figura 5.68 es adecuada y establecemos la cantidad de acero de refuerzo para esta sección sometida a los esfuerzos de flexión y corte.

Determinamos la relación de elasticidades dada por la expresión 5.47:

$$n = \frac{E_s}{E_c} \quad (5.47)$$

$$n = \frac{2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2}{15100 \sqrt{210 \text{ kg/cm}^2}}$$

$$n = 10$$

$$f_c = 0.40 \times 210 = 84 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = 0.4 \times 4200 = 1680 \text{ kg/cm}^2$$

El coeficiente de reducción de distancia a la fibra comprimida es:

$$k = \frac{n f_c}{n f_c + f_s} \quad (5.48)$$

$$k = \frac{10 \times 84}{10 \times 84 + 1680}$$

$$k = 0.33$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} \quad (5.49)$$

$$j = 1 - \frac{0.33}{3}$$

$$j = 0.89$$

El factor de resistencia de la sección es:

$$R = \frac{1}{2} f_c j k \quad (5.50)$$

$$R = \frac{1}{2} * 84 * 0,89 * 0,33$$

$$R = 12,34 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

Por tratarse de carga accidental la AASHTO Estándar [2], permite el aumento del 50% de los esfuerzos admisibles.

$$Mr = 1,5 R b d^2 \quad (5.57)$$

$$Mr = 1,5 * 12,34 * b * d^2$$

El momento resistente debe ser igual al momento al que está sometida la acera

$$M = Mr \quad (5.58)$$

$$40893 \text{ kg.cm} = 1,5 * 12,34 \text{ kg} / \text{cm}^2 b d^2$$

$$d = \sqrt{\frac{40893}{1,5 * 12,34 * b}}$$

El valor de b es de 100 cm, para un metro lineal de acera:

$$d = \sqrt{\frac{40893}{1,5 * 12,34 * 100}}$$

$$d = 4,70 \text{ cm}$$

La distancia d calculada es menor que la distancia d determinada en la acera q es de 10cm.

$$4,70 \text{ cm} < 10 \text{ cm}$$

Por esta razón tendremos una altura de vereda de 10cm y un d=7,5cm

Calculamos el acero de refuerzo con la expresión 5.52:

$$As = \frac{M}{f_s j d} \quad (5.52)$$

$$As = \frac{40893 \text{ kg.cm}}{1680 \text{ kg} / \text{cm}^2 * 0,89 * 7,5 \text{ cm}}$$

$$As = 3,65 \text{ cm}^2 \text{ por cada metro de acera}$$

Chequeamos el refuerzo mínimo que debe cumplir la sección:

$$As_{\min} = \frac{14}{f_y} b d \quad (5.53)$$

$$As_{\min} = \frac{14}{4200} * 100 * 7,5$$

$$As_{\min} = 2,5 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\min}} < A_s$$

El área mínima de refuerzo es menor que el área de refuerzo calculada, por esta razón el área de refuerzo es:

$$A_s = 3,65 \text{ cm}^2$$

$$\text{Armadura } A_s : 1\phi 12 \text{ mm} @ 10 \text{ cm}$$

Se calcula el acero por temperatura en la acera:

$$A_{s_{\text{temp}}} = 0,002 b d$$

$$A_{s_{\text{temp}}} = 0,002 * 100 * 7,5$$

$$A_{s_{\text{temp}}} = 1,5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Armadura por temperatura} : 1\phi 8 \text{ mm} @ 10 \text{ cm}$$

### Comprobación:

Chequeamos los esfuerzos de servicio en el hormigón contra los esfuerzos admisibles.

$$f_s = \frac{M_s}{A_s j d} \quad (5.59)$$

$$f_c = \frac{2M_s}{k j b d^2} \quad (5.60)$$

$$f_s = \frac{40893,8 \text{ kg.cm}}{12,43 * 0,89 * 7,5}$$

$$f_s = 492,87 \text{ kg / cm}^2$$

$$f_{s \text{ admisible}} = 0,4 * 4200 = 1680 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s < f_{s \text{ admisible}}$$

$$f_c = \frac{2 * 40893,8 \text{ kg.cm}}{0,33 * 0,89 * 100 * 7,5^2}$$

$$f_c = 49,50 \text{ kg / cm}^2$$

$$f_{c \text{ ADMISIBLE}} = 0,40 * 210 = 84 \text{ kg/cm}^2$$

Por tratarse de carga accidental la AASHTO Estándar [2], permite el aumento del 50% de los esfuerzos admisibles, en este caso el esfuerzo admisible del hormigón es:

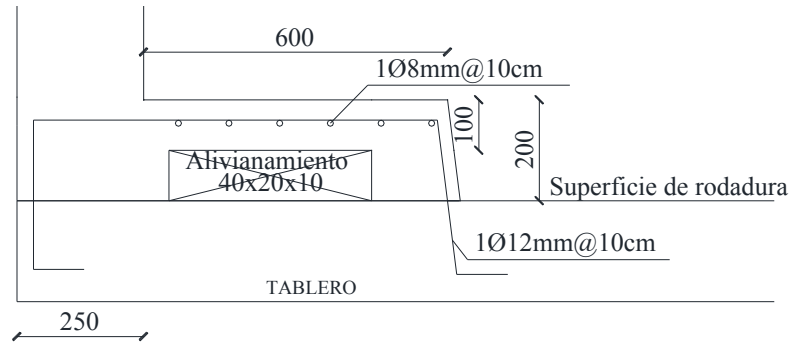
$$f_{c \text{ ADMISIBLE}} = 1,5 * 0,40 * 210 = 126 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c < f_{c \text{ admisible}}$$

El esfuerzo de servicio en el acero de refuerzo es menor que el esfuerzo admisible del acero, y el esfuerzo de servicio del hormigón es menor al esfuerzo admisible, por lo que se acepta el diseño.

De esto tenemos una acera de sección: 10x100 cm, y armadura de refuerzo:

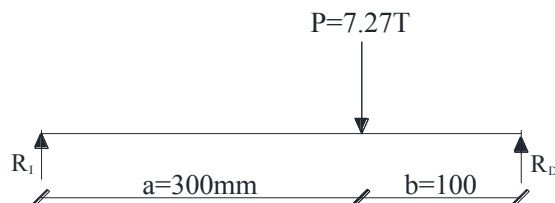
*Armadura As : 1Ø12mm@10cm por cada metro de acera.*



**Figura 5.71** Armado de acera

**Análisis de acera a esfuerzo cortante:** Se debe determinar el acero de refuerzo que resiste el esfuerzo cortante en la acera.

**Solicitaciones:** La fuerza de corte es la mayor de las reacciones, producida en la acera, por la carga accidental de rueda de camión



**Figura.5.72** Análisis para corte en acera.

Las fuerzas de corte a la que está sometida la acera es:

$$R_1 = P \frac{b^2}{L^2} \left( 3 - 2 \frac{b}{L} \right) \quad (5.67)$$

$$R_2 = P \frac{a^2}{L^2} \left( 3 - 2 \frac{a}{L} \right) \quad (5.68)$$

Donde :

$R_2$  = Reacción en apoyo derecho

$R_1$  = Reacción en apoyo izquierdo

$a$  = Distancia desde la cara interior del poste al punto de aplicación de la carga

$b$  = Distancia desde la cara exterior de la acera al punto de aplicación de la carga

$L$  = Distancia entre apoyos



$$R_I = 7,27 * \frac{0,10^2}{0,40^2} \left( 3 - 2 \frac{0,10}{0,40} \right)$$

$$R_I = 1,14 T(1140 kg)$$

$$R_D = 7,27 * \frac{0,30^2}{0,40^2} \left( 3 - 2 \frac{0,30}{0,40} \right)$$

$$R_D = 6,13 T(6134 kg)$$

La fuerza de corte V es igual a la reacción  $R_I$ .

$$V = R_I = 6134 \text{ kg}$$

$$v = \frac{V}{b d} \quad (5.54)$$

$$v = \frac{6134 kg}{100 * 7,5}$$

$$v = 8,18 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

Por seguridad tomamos el esfuerzo cortante, que resiste la sección de hormigón, como nulo:

$$v_c = 0$$

#### **Determinación del refuerzo por corte en la acera:**

El espaciamiento del refuerzo por corte está dado por:

$$Av = \frac{s v b}{f_s} \quad (5.69)$$

*Dónde:*

*s:* Espaciamiento del refuerzo por corte

*f<sub>s</sub>:* Esfuerzo admisible del acero

*Av:* Esfuerzo de corte al que está sometido el poste

*b:* Ancho de la sección

*v:* Esfuerzo de corte

$$Av = \frac{10 * 100 * 8.18}{4200}$$

$$Av = 1.94 \text{ cm}^2 \text{ por cada metro de acera}$$

El refuerzo por corte es:

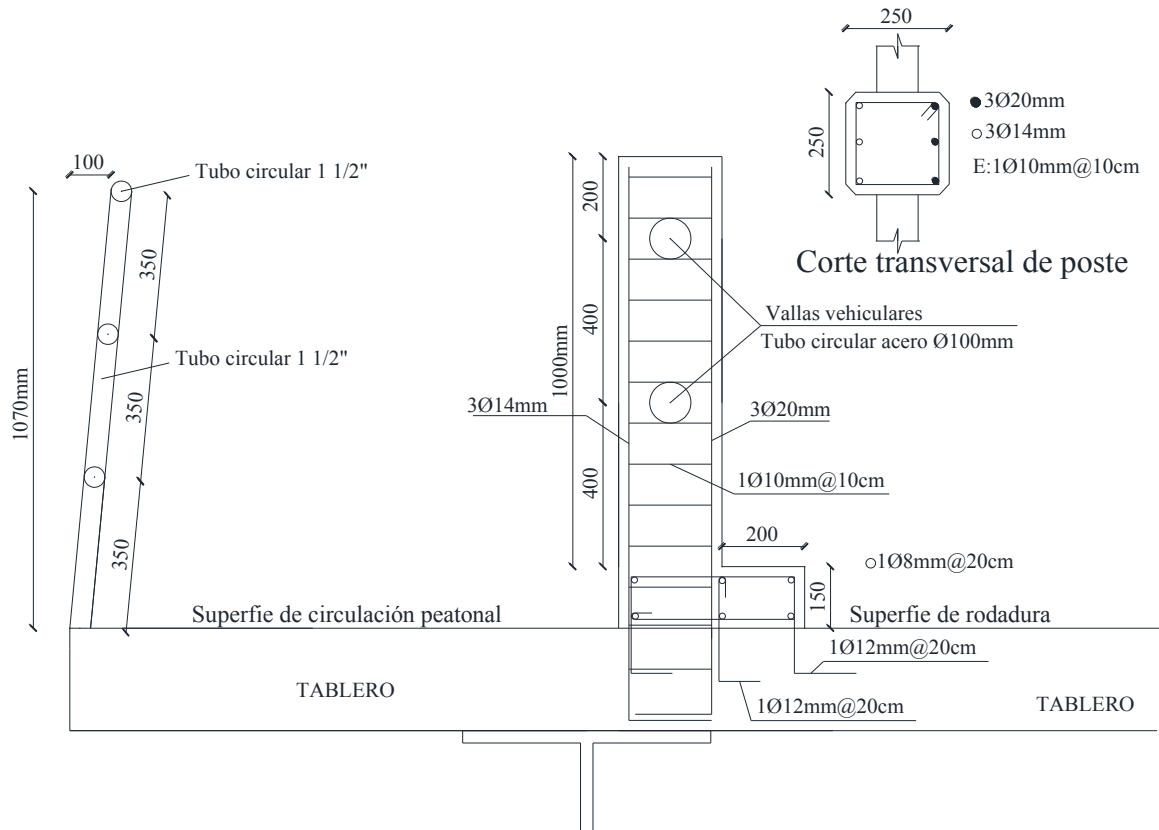
$$E : 1\phi 8 \text{ mm} @ 10 \text{ cm}$$

#### **Resultado del diseño de la protección vehicular combinada:**

La protección lateral combinada está determinada de la siguiente manera:



**b.1 Protección lateral combinada: Protección peatonal metálica y protección vehicular con postes de hormigón y vallas vehiculares de acero.**

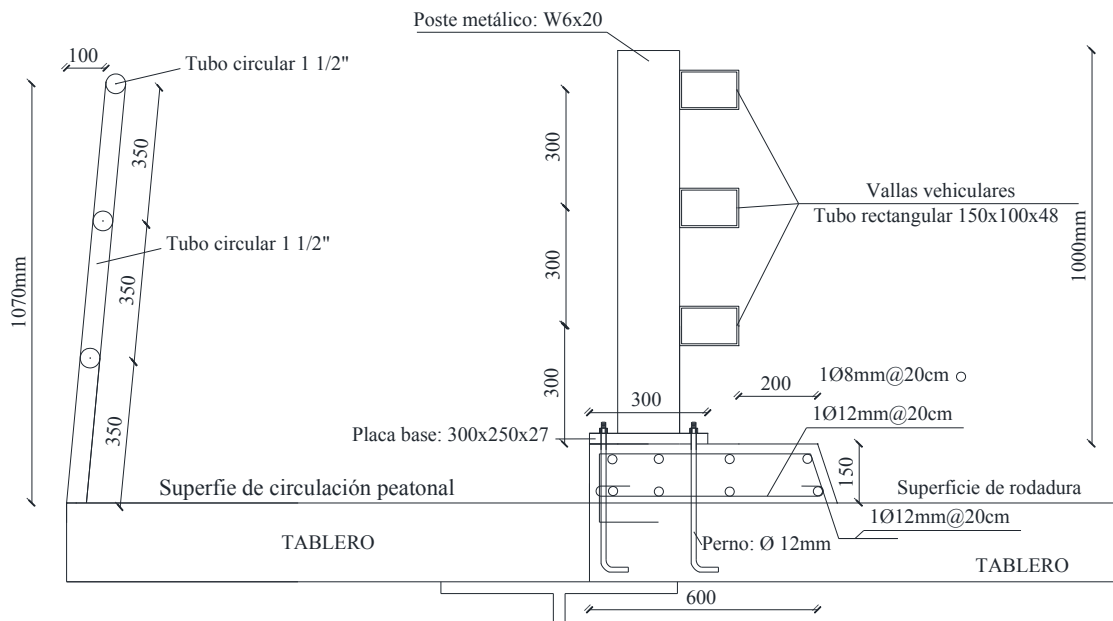


**Figura 5.74** Protección lateral combinada: Protección peatonal metálica y protección vehicular con postes de hormigón y vallas vehiculares de acero

El diseño de la protección peatonal y de la protección vehicular está determinado en el literal **5.2.1** y en **5.2.2**

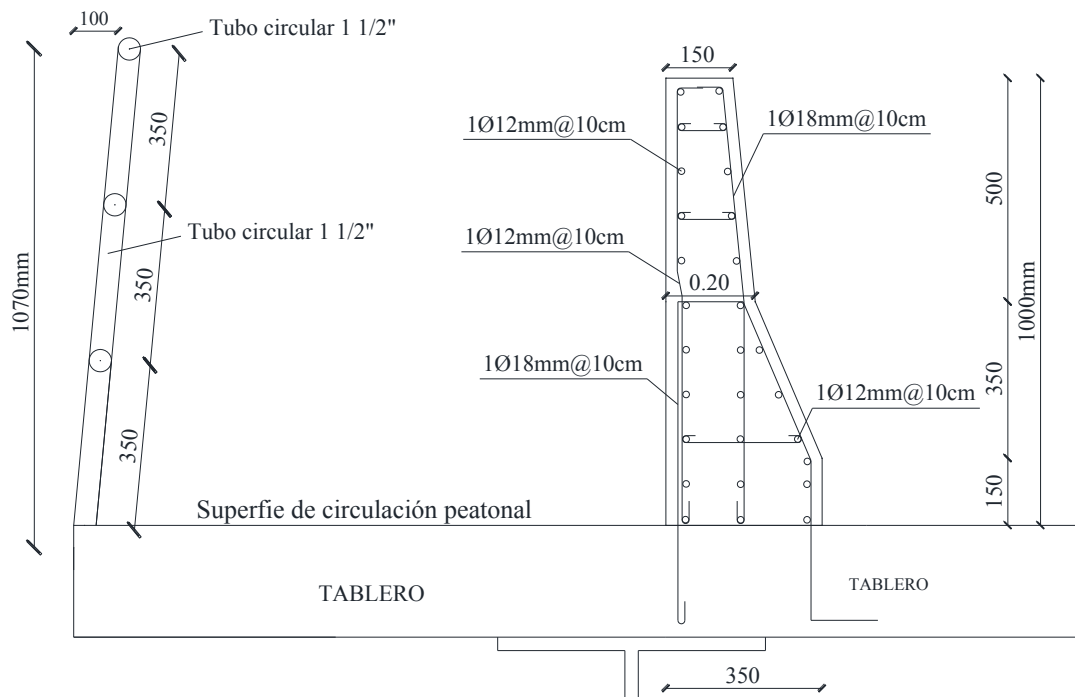
**b.2 Protección lateral combinada: Protección peatonal metálica y protección vehicular con postes y vallas vehiculares de acero.**

El diseño de la protección peatonal y de la protección vehicular está determinado en el literal **5.2.1** y en **5.2.2**



**b.3 Protección lateral combinada: Protección peatonal metálica y protección vehicular maciza de hormigón armado.**

El diseño de la protección peatonal y de la protección vehicular está determinado en el literal **5.2.1** y en **5.2.2**



### 5.3 Diseño según especificaciones AASHTO por el criterio de los estados límite

#### 5.3.1 Estados límites aplicables

##### Estado Límite Correspondiente a Evento Extremo

El cálculo de la resistencia en el estado límite de evento extremo, se realiza con valores de:

$\phi = 1.0$ , factor de resistencia [7], y

$\gamma = 1.0$ , factor de carga debida al choque vehicular [7]

#### 5.3.2. Secciones de análisis.

Para el diseño de protecciones laterales para puentes de carreteras según las normas AASHTO LRFD se tendrán en cuenta las consideraciones establecidas en el capítulo 4 de esta tesis.

Fuerza de diseño	Niveles de capacidad de carga para Protecciones laterales vehiculares					
	TL-1	TL-2	TL-3	TL-4	TL-5	TL-6
Transversal $F_t$ (N)	60.000	120.000	240.000	240.000	550.000	780.000
Longitudinal $F_L$ (N)	20.000	40.000	80.000	80.000	183.000	260.000
Vertical descendente $F_v$ (N)	20.000	20.000	20.000	80.000	355.000	355.000
$L_t$ y $F_L$ (mm)	1220	1220	1220	1070	2440	2440
$L_v$ (mm)	5500	5500	5500	5500	12.200	12.200
$H_e$ (min.) (mm)	460	510	610	810	1070	1420
Mínima altura del riel $H$ (mm)	685	685	685	810	1070	2290

**Tabla 4.2** Fuerzas de diseño para las protecciones para tráfico vehicular [7]

Se toma como datos de partida la configuración de cada protección lateral

establecidas en el diseño con normas AASHTO standard para establecer las semejanzas y diferencias del diseño de protecciones laterales en puentes aplicando los criterios del Método Elástico y del Método de los Estados Límite de conformidad con las especificaciones estadounidenses, tal como versa en el capítulo 1.3 Objetivos.

### 5.3.3. Solicitaciones máximas

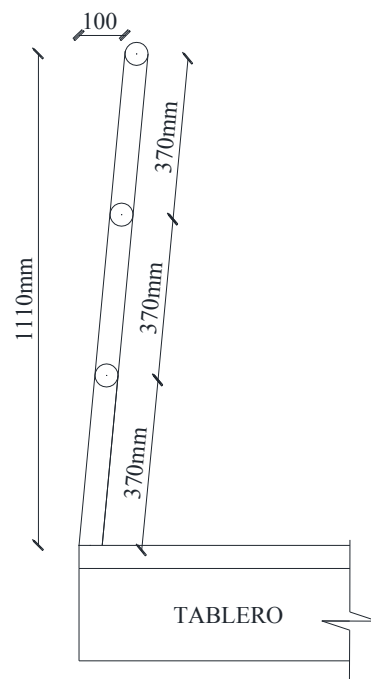
Las solicitaciones máximas para las protecciones laterales se indican en la tabla 4.2.

Para este caso se está considerando una protección lateral TL-4, y las solicitaciones se las puede ver en la columna sombreada de la tabla 4.2.

### 5.3.4. Diseño secciones resistentes

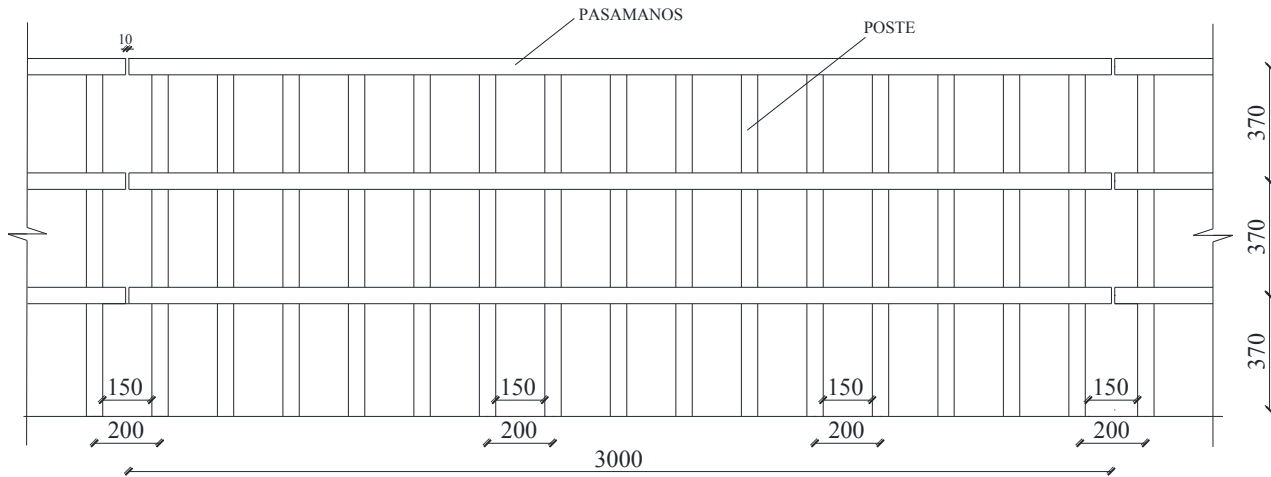
#### a. Protecciones laterales peatonales

La protección peatonal está constituida por tubos circulares para esto consta de una serie de postes de 1110mm de altura separados entre sí 200mm medidos entre ejes, además se disponen de 3 pasamanos espaciados a 370mm desde la acera y entre ellos, como se indica en la figura 5.77 y 5.78.



**Figura 5.77** Corte transversal de protección lateral peatonal

Las dimensiones de separación se toman de acuerdo a la distribución de elementos para una protección lateral establecida por las Especificaciones AASHTO LRFD [7].



**Figura 5.78** Corte longitudinal de protección lateral peatonal

### Especificaciones del material para protección peatonal

El material seleccionado es acero de grado A36 según la norma ASTM [28], cuyas especificaciones son:

Densidad de  $7860 \text{ kg/m}^3$  ( $0,28 \text{ lb/in}^3$ )

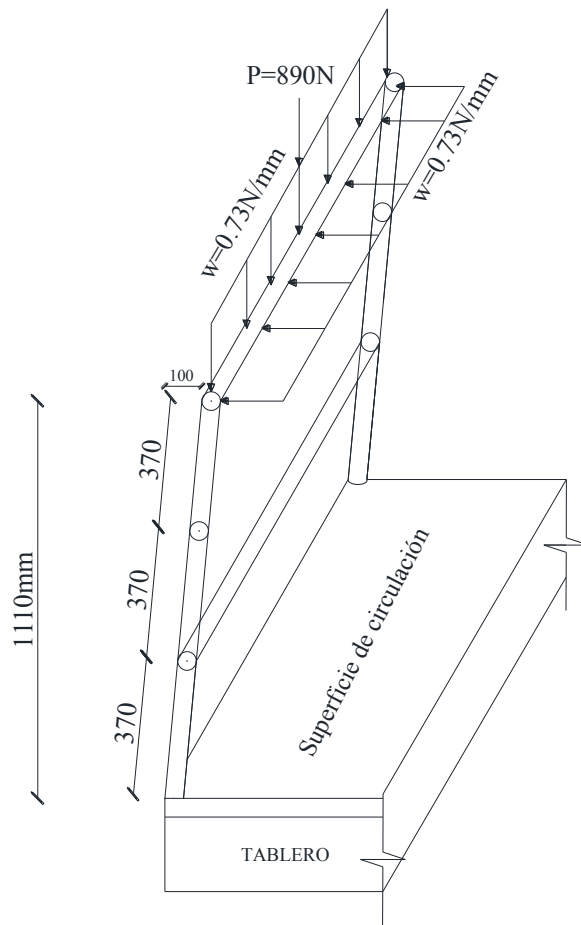
Límite de fluencia de  $250 \text{ MPa}$  ( $36 \text{ ksi}$ ),

Límite de rotura de  $410 \text{ MPa}$  ( $58 \text{ ksi}$ ).

### Diseño de pasamanos

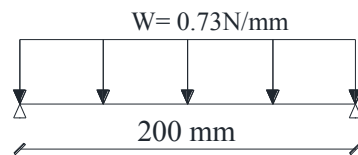
#### Cargas y solicitaciones:

El pasamano se analiza como una viga simplemente apoyada sometida a flexión biaxial ya que la carga peatonal ( $w=0.73 \text{ N/mm}$ ) y la sobrecarga  $P=890 \text{ N}$ , indicadas en la figura 5.79, actúan simultáneamente en los dos ejes del pasamano.



**Figura 5.79** Distribución de cargas en pasamano

El momento al que está sometido el pasamano debido a la carga peatonal es:



**Figura 5.80** Carga distribuida en sobre el eje vertical del pasamano

$$M = \frac{wL^2}{8} \quad (5.70)$$

$$M_{Y1} = \frac{0,73 \text{ N/mm} * (200\text{mm})^2}{8}$$

$$M_{Y1} = 3650 \text{ N.mm}$$

*Dónde:*

$M_{Y1}$ : Momento de flexión en el eje vertical por carga distribuida en pasamanos.

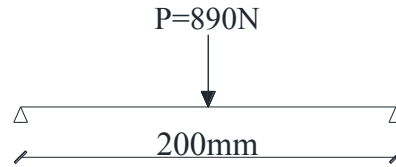
$w$ : Carga peatonal

$L$ : Separación entre postes.



El pasamano se diseña para una carga concentrada de 890 N, la cual actúa simultáneamente con la carga  $w$  como lo establecen las Especificaciones AASHTO LRFD [7].

El momento al que está sometido el pasamano debido a la sobrecarga peatonal es:



**Figura 5.81** Sobrecarga en sobre el eje vertical del pasamanos

$$M = \frac{PL}{4} \quad (5.61)$$

$$M_{Y2} = \frac{890N \cdot 200mm}{4}$$

$$M_{Y2} = 44500N.mm$$

$M_{Y2}$ : Momento de flexión en el eje vertical por sobrecarga en pasamanos

El momento de flexión en el eje vertical del pasamano es la suma de los momentos por carga distribuida ( $wl$ ) y por la sobrecarga ( $P$ ).

$$M_Y = M_{Y1} + M_{Y2}$$

$$M_Y = 2433,3 + 44500$$

$$M_Y = 46933,3N.mm$$

El momento en el eje horizontal del pasamano por carga distribuida es igual que el momento en el eje vertical, ya que es la misma carga aplicada.

$$M_X = 2433.3N - mm$$

La sección resistente de pasamano debe satisfacer que el momento último debe ser menor o igual al momento nominal multiplicado por el factor de reducción de resistencia como se indica en la expresión 5.72

$$M_n = F_y Z \quad (5.71)$$

$$M_u \leq \phi M_n = \phi F_y Z \quad (5.72)$$

*Dónde:*

$M_n$ : Momento Nominal

$M_u$  = Momento último

$F_y$ : Esfuerzo de fluencia del acero.

$Z$ : Modulo resistente de la sección.

$\phi$ : Coeficiente de reducción de resistencia = 0.90

Asumimos un perfil circular con diámetro nominal de 1 1/2" y con un diámetro exterior de 48mm, con un módulo resistente  $Z=0.326\text{pul}^3$  ( $5.34\text{cm}^3$ ), ( $5340\text{mm}^3$ ),  $t=3.7\text{mm}$ , estas propiedades se encuentran las tablas Dimension and properties de la American Institute of Steel Construction. AISC [23].

$$M_n = 248.21 * 5340$$

$$M_n = 1325441\text{N.mm}(1325.44\text{N.m})$$

$$\phi M_n = 0.9 * 1325441\text{N.mm}$$

$$\phi M_n = 1192896.9\text{N.mm}(1192.9\text{N.m})$$

$$\phi M_n > M_x$$

$$\phi M_n > M_y$$

El tubo circular elegido es suficiente para resistir la flexión en el caso de que esta actúe independientemente en cada uno de los ejes.

Chequeamos también el efecto combinado de flexión en ambos ejes del pasamano con la ecuación de interacción 5.72:

$$\frac{M_x}{\phi M_{nx}} + \frac{M_y}{\phi M_{ny}} \leq 1 \quad (5.72)$$

Debido a que es un tubo circular, tanto en el eje horizontal como en el eje vertical la sección es simétrica entonces el momento nominal  $M_{ny} = M_{nx}$

$$\frac{2433.3\text{N-mm}}{1192896.9} + \frac{46933.3}{1192896.9} \\ 0.002 + 0.04 \\ 0.042 \leq 1$$

De esto se puede establecer que el perfil elegido resiste las solicitaciones a flexión biaxial a las que está sometido.

### Diseño del Poste

Para los postes utilizamos tubo circular de acero.

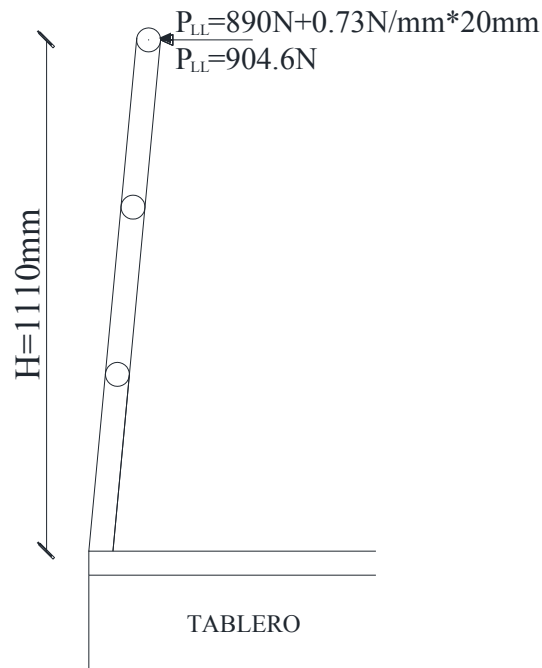
El material seleccionado es acero de grado A36 según la norma ASTM [28], cuyas especificaciones son:

Densidad de 7860 kg/m<sup>3</sup> (0,28 lb/in<sup>3</sup>)

Límite de fluencia de 250 MPa (36 ksi),

Límite de rotura de 410 MPa (58 ksi).

**Cargas y solicitaciones:** El momento al que está sometido el poste es el producido por la carga  $P_{LL}$  como se indica en la figura 5.82.



**Figura 5.82** Solicitaciones en poste

$$M = P_{LL} H \quad (5.73)$$

Donde:

$M$  : Momento al que está sometido el poste

$P_{LL}$  : Carga ejercida en el poste

$L$  : Separación entre postes

$H$  : Altura del poste

$$M = 904,6\text{N} \cdot 1110\text{mm}$$

$$M = 1004106\text{N}\cdot\text{mm}$$

Chequeamos si el perfil elegido para el poste es suficiente para resistir las solicitaciones a las que está sometido.

$$\phi Mn = 0,9 \cdot 1325441\text{N}\cdot\text{mm}$$

$$\phi Mn = 1192896,9\text{N}\cdot\text{mm} (1192,9\text{N}\cdot\text{m})$$

$$\phi Mn > M$$

De esto se puede establecer que el tubo circular elegido resiste las sollicitaciones a flexión en el poste.

#### **Análisis del poste a esfuerzo cortante:**

La fuerza de corte a la que está sometido el poste es la carga  $P_{LL}=904.6N$ :

$$V = 904.6N$$

Por ser un perfil circular chequeamos la relación  $d/t$  [25].

$$Si: \frac{d}{t} \leq 0.96 \sqrt{\frac{E k_v}{F_y}} \quad (5.74)$$

$$\Rightarrow V_n = 0.60 F_y d t \quad (5.75)$$

$$\Rightarrow \phi_v = 1.0$$

Donde:

$d$ : Diámetro del perfil

$t$ : Espesor

$E$ : Módulo de elasticidad del acero

$k_v$ : Coeficiente de pandeo por cortante = 5.34

$F_y$ : Esfuerzo de fluencia del acero

$V_n$ : Resistencia nominal a corte

$\phi_v$ : Factor de resistencia por corte

$$\frac{48.3mm}{3.7mm} \leq 0.96 \sqrt{\frac{205939.7Mpa * 5.34}{248.21Mpa}}$$

$$13.05 < 63.9$$

$$V_n = 0.60 * 248.21Mpa * 0.0483m * 0.003m$$

$$V_n = 22000N$$

La fuerza de corte a la que está sometido el poste debe ser menor o a lo sumo igual que la fuerza nominal de corte multiplicada por el factor de resistencia por corte.

$$V < \phi V_n$$

$$904.6N < 22000N$$

La sección resiste el esfuerzo de corte al que está sometido.

#### **Diseño de placa base**

El material seleccionado para las placas base es acero de grado A36 según la norma ASTM [28], cuyas especificaciones son:

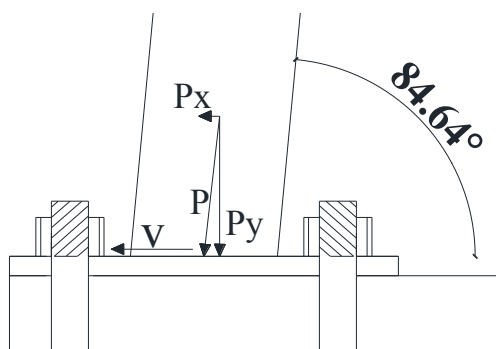
Densidad de 7860 kg/m<sup>3</sup> (0,28 lb/in<sup>3</sup>)

Límite de fluencia de 250 MPa (36 ksi),

Límite de rotura de 410 MPa (58 ksi).

### Cargas y solicitaciones

La carga P transmitida por el poste en la base de este se descompone en dos fuerza una en el sentido vertical Py y otra en el sentido horizontal Px, debido a la inclinación del poste. El momento que transmite el poste a la placa base es el producido por la carga P<sub>LL</sub> ubicada a la altura 1110mm.



**Figura 5.83** Cargas en Placa base

La carga P es igual a la suma de la carga peatonal  $w=0.73\text{N/mm}$  en cada pasamano, en este caso tenemos tres pasamanos transmitida al poste y la sobrecarga peatonal  $P_2=890\text{N}$ .

$$\begin{aligned}P_1 &= 3wL \\P_1 &= 3 * 0,73\text{N} / \text{mm} * 200\text{mm} \\P_1 &= 438\text{N} \\P_2 &= 890\text{N} \\P &= P_1 + P_2\end{aligned}$$

Donde :

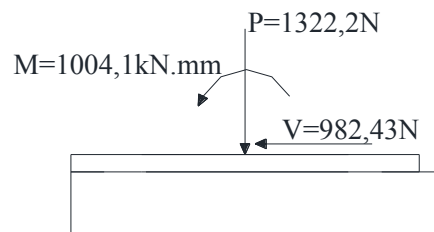
*P* : Carga vertical transmitida por el poste a la placa base

*V* : Carga de corte en base de poste

$$\begin{aligned}P &= 890\text{N} + 438\text{N} \\P &= 1328\text{N} \\P_y &= P \sin 84,64 & (5.10) \\P_y &= 1328\text{N} * \sin 84.64 \\P_y &= 1322,2\text{N}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V &= P_{LL} + Px \\
 P_{LL} &= 904,6N \\
 Px &= P \cos 86,64 \\
 Px &= 1328 * \cos 86,64 \\
 Px &= 77.83N \\
 V &= 904,6N + 77,83N \\
 V &= 982,43N
 \end{aligned}
 \tag{5.13}$$

$$\begin{aligned}
 M &= P_{LL}H \\
 M &= 904,6N * 1110mm \\
 M &= 1004106N.mm
 \end{aligned}
 \tag{5.73}$$

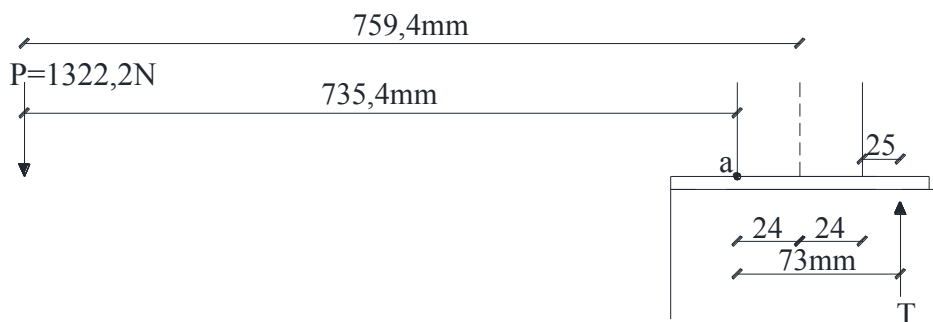


**Figura 5.84** Solicitaciones en placa base

#### **Análisis de pernos y placas base:**

Para las solicitaciones que se indican en la figura 5.84 determinamos el valor de excentricidad  $e$ .

$$\begin{aligned}
 e &= \frac{M}{P_y} \\
 e &= \frac{1004106N.mm}{1322,2N} \\
 e &= 759,42mm
 \end{aligned}
 \tag{5.14}$$



**Figura 5.85** Análisis para pernos de anclaje

La resultante se sitúa fuera del 1/3 de la sección circular del poste, debido a esto tomamos momentos con respecto al punto extremo del poste ya que el momento es absorbido por los pernos de anclaje.

Tomamos momentos con respecto al punto a que es el lado exterior del poste.

$$P * 735,4 = T * 73$$

$$T = \frac{1322,2 * 735,4}{73}$$

$$T = 13319,8N$$

Los pernos deben absorber la fuerza T, si usamos pernos de 58ksi=399.9Mpa=399.9N/mm<sup>2</sup>

El área requerida para el perno es:

$$A_{perno} = \frac{T}{0.75\phi F_{perno}} \quad (5.77)$$

Donde:

$A_{perno}$  : Área requerida para perno

$F_{perno}$  : esfuerzo de fluencia de perno

$\phi$  : Factor de reducción de resistencia

$$A_{perno} = \frac{13319,8N}{0,75 * 0,75 * 399,9N / mm^2}$$

$$A_{perno} = 59,2mm^2$$

Usamos pernos de  $\Phi 9mm$   $A=63.6mm^2$ .

Asumimos una distribución triangular de presión bajo la placa base y en ese caso la Carga ejercida sobre la placa es:

$$P_{Total} = 13319,8 + 1322,2$$

$$P_{Total} = 14642N$$

La placa está apoyada en el tablero de hormigón del puente.

Si asumimos que el hormigón del tablero tiene una resistencia de diseño de  $f'_c = 240 \text{ kg/cm}^2 = 23.54 \text{ Mpa}$  ( $23.54 \text{ N/mm}^2$ )

$$F_p = 1.7 f'_c \quad (5.78)$$

$$A_p = \frac{P_{Total}}{\phi_c F_p} \quad (5.79)$$

Donde:

$A_p$ : Área de placa base

$f'_c$ : Resistencia a la compresión del hormigón

$P_{Total}$  = carga a la que esta sometida la placa base

$\phi_c$  = factor de resistencia para aplastamiento en hormigon

$$A_p = \frac{14642 \text{ N}}{0.6 * 1.7 * 23.54 \text{ N/mm}^2}$$

$$A_p = 609.81 \text{ mm}^2$$

Si el ancho B y el largo L de la placa base es el mismo, entonces necesitamos una placa de 25mm x 25mm, la cual es muy pequeña para alojar al poste, por esta razón usamos una placa base de 150mm x 100mm.

El valor del esfuerzo en el hormigón del tablero del puente donde se apoya la placa base es:

$$q = \frac{14642 \text{ N}}{150 \text{ mm} * 100 \text{ mm}}$$

$$q = 0.98 \text{ N/mm}^2$$

La el esfuerzo admisible de aplastamiento en el hormigón es:

$$q_{adm} = 0.85 f'_c \quad (5.80)$$

$$q_{adm} = 0.85 * 240 \text{ kg/cm}^2$$

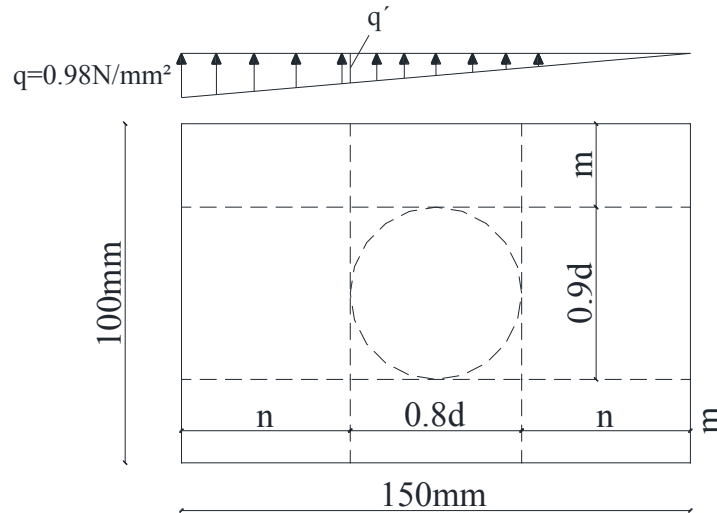
$$q_{adm} = 204 \text{ Kg/cm}^2 (20 \text{ Mpa})$$

$$0.98 \text{ Mpa} < 20 \text{ Mpa}$$

La presión ejercida en el hormigón del tablero es menor que la admisible por tanto se elige la placa de 150mm x 100mm para la base del poste.



El valor de  $q'$  es la presión ejercida en la placa a la distancia  $n$  desde el filo de la placa y la determinamos mediante relación de triángulos



**Figura 5.86** Presión en placa base

Determinamos la dimensión  $n$  para así establecer el momento que soporta la placa ya que en este sector el momento es crítico

$$2n + 0.8D = 150 \quad (5.18)$$

$$n = \frac{150 - 0.8 \cdot 48}{2}$$

$$n = 55.8 \text{ mm}$$

$$q' = 0.51 \text{ N/mm}^2$$

El momento en la placa base es igual a:

$$m = \frac{(q - q')n^2}{3} + \frac{q'n^2}{2} \quad (5.81)$$

$$m = \frac{(0.98 - 0.51) \cdot (55.8 \text{ mm})^2}{3} + \frac{(0.51) \cdot (55.8 \text{ mm})^2}{2}$$

$$m = 1281.78 \text{ N.mm para } 100 \text{ mm de placa}$$

El espesor de la placa estará dado por la expresión 5.82:

$$t = \left( \frac{6m}{\phi_b F_y} \right)^{1/2} \quad (5.82)$$

Donde :

$t$  : espesor de la placa

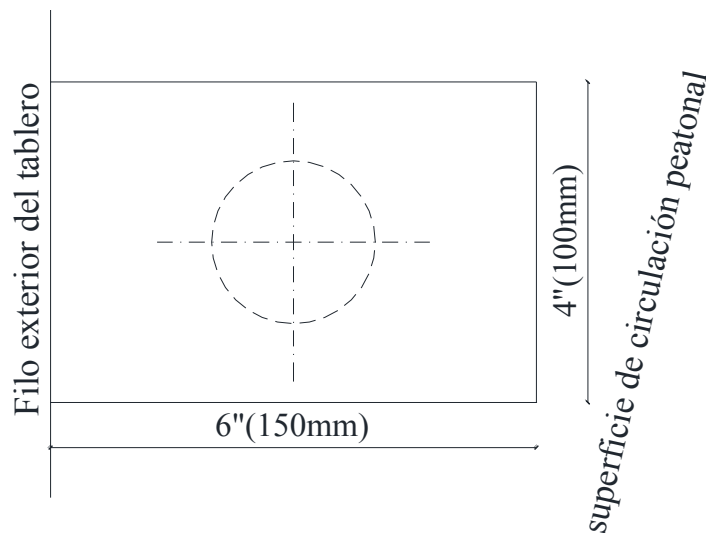
$m$  : Momento de flexión en la placa base

$\phi_b$  : factor de resistencia : 0.9

$$t = \left( \frac{6 * 1271,78}{0.9 * 248,21 \text{ N/mm}^2} \right)^{1/2}$$

$$t = 5,84 \text{ mm}$$

La placa base utilizada es de 150x100x5,8mm

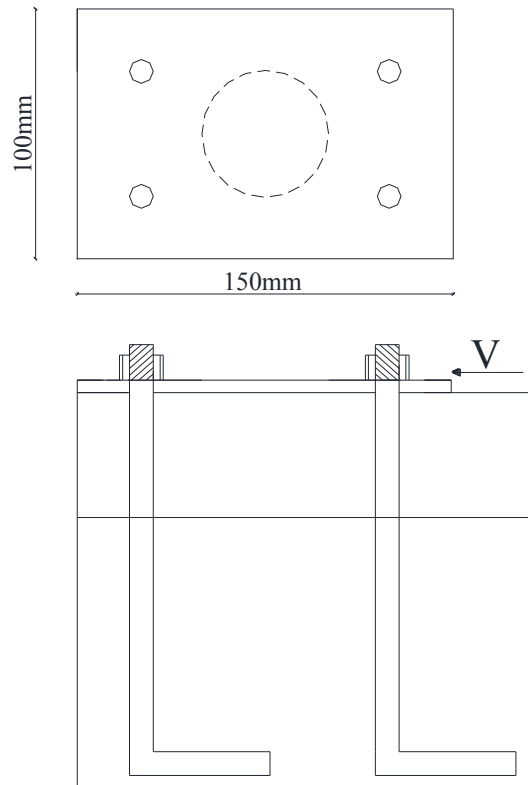


**Figura 5.87** Vista en planta de placa base

### **Análisis de pernos de anclaje a esfuerzo cortante**

El esfuerzo de corte en la sección debe ser menor o a lo sumo igual al esfuerzo admisible al corte del perno.

Se debe determinar el diámetro de los pernos, para este caso consideramos 4 pernos de acero para el anclaje del poste, determinamos el diámetro de cada uno y chequeamos los esfuerzos a los que están sometidos como se muestra en la figura 5.88.



**Figura 5.88** Pernos de anclaje

Chequeamos si los pernos elegidos para soportar tensión son suficientes para resistir el corte transmitido por el poste a la placa base.

La sección que resiste al corte es cuatro veces la sección de un perno como se puede ver en la Figura 5.88, el perno es de 9mm de diámetro y tiene un área de  $63.62\text{mm}^2$ .

La fuerza de corte es:

$$V = 982,43\text{N}$$

$$fv = \frac{V}{4A_{\text{perno}}} \quad (5.83)$$

$$fv \leq \phi_v F_y$$

$$\phi_v = 0,8$$

$$fv = \frac{982,43\text{N}}{4 * 63,62\text{mm}^2}$$

$$fv = 3,86\text{N} / \text{mm}^2$$

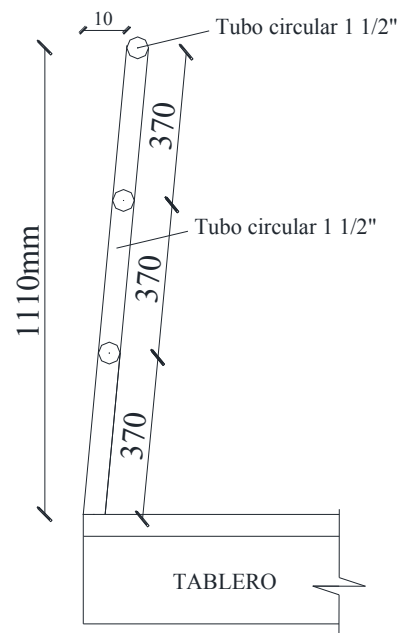
$$\phi_v F_y = 0,8 * 248,21 = 198,57\text{N} / \text{mm}^2$$

$$3,86\text{N} / \text{mm}^2 < 198,57\text{N} / \text{mm}^2$$

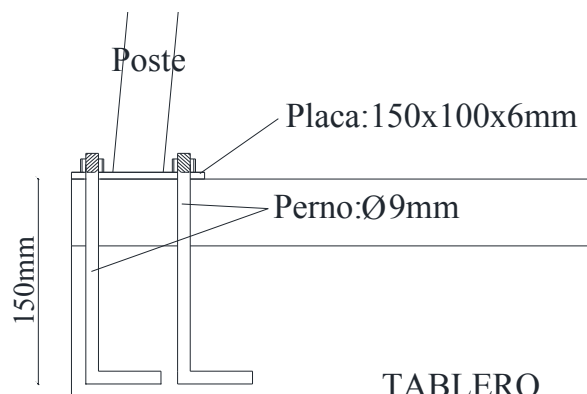
Los pernos resisten el esfuerzo cortante al que están sometidos.

## Resultado del diseño de la protección lateral peatonal

La protección peatonal lateral está determinada de la siguiente manera:



**Figura 5.89** Corte transversal de protección lateral peatonal



**Figura 5.90** Corte transversal de apoyo en protección lateral peatonal

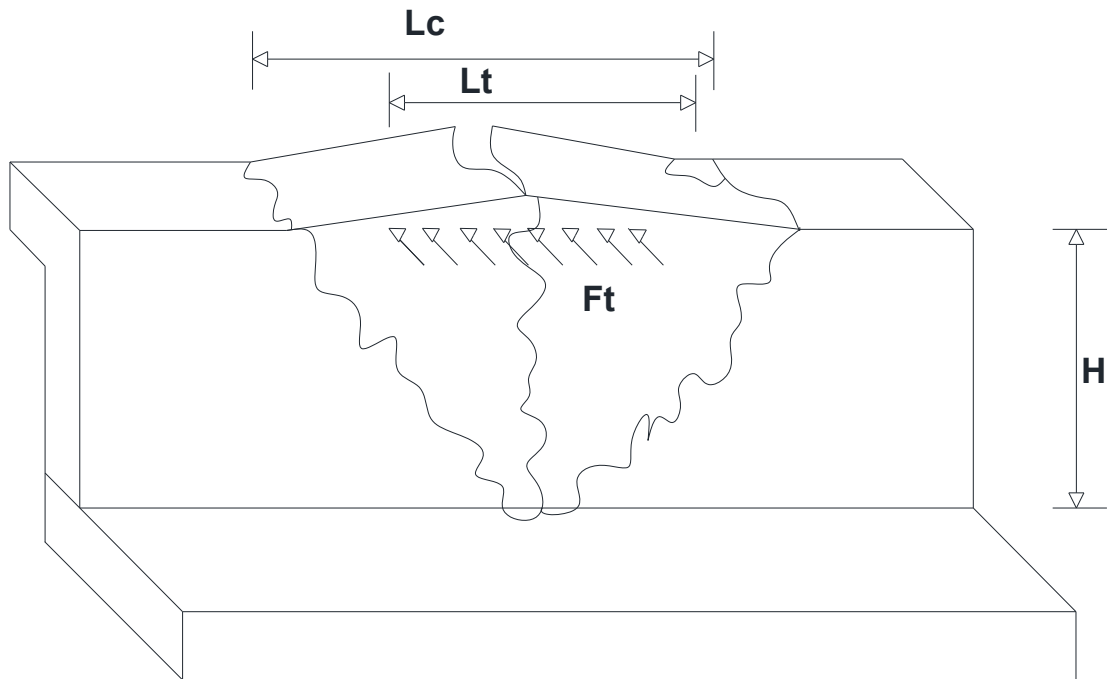
### b. Protecciones laterales vehiculares

#### b.1. Protección vehicular lateral maciza de hormigón armado.

Las Fuerzas y Longitudes de diseño para una Protección lateral vehicular de Resistencia 4 (TL-4) son:

Dirección	Fuerza ( N )		Longitud ( mm )	
Transversal	$F_T$	240 000	$L_T$	1 070
Longitudinal	$F_L$	80 000	$L_L$	1 070
Vertical	$F_V$	80 000	$L_V$	5 500

**Tabla 5.1** Fuerzas y Longitudes de diseño para una Protección vehicular de Resistencia 4 (TL-4)



**Figura 5.91** Protección lateral vehicular (nomenclatura)

El espesor mínimo del borde (voladizo) de un tablero de puente que soporta un parapeto o una protección vehicular de hormigón armado es  $t = 200 \text{ mm}$  [7].

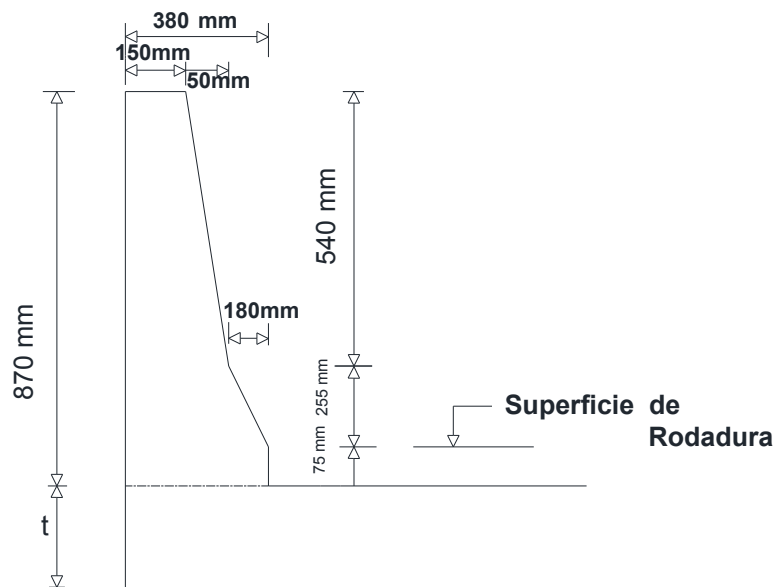
La altura mínima [7], para la protección lateral vehicular de comportamiento TL-4 es:

$$H_{min} = 810 \text{ mm}$$

Las fuerzas transversal y longitudinal ( $F_T$  y  $F_L$ ) se distribuyen en una longitud de la protección vehicular ( $L_T$  y  $L_L$ ) que corresponde aproximadamente al diámetro de la rueda del vehículo que se impacta, en el nivel de comportamiento 4 (TL-4) esta longitud es de 1 070 mm.

La longitud vertical  $L_v$  de distribución representa la longitud de contacto del vehículo apoyado sobre el parapeto luego del choque.

Las dimensiones de la protección lateral adoptadas son las que se muestran en la Figura 5.92.



**Figura 5.92** Protección lateral vehicular maciza. (Dimensiones)

Dimensiones generales seleccionadas para el parapeto:

Altura total= $H$  870 mm,

Espesor superior = 150 mm,

Espesor inferior = 380 mm,

Características de los materiales para el parapeto:

Hormigón del parapeto:  $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$  (20,6 MPa), (20,6 N/  $\text{mm}^2$ )

Acero de refuerzo:  $f_y = 420 \text{ MPa} = 420 \text{ N/mm}^2$

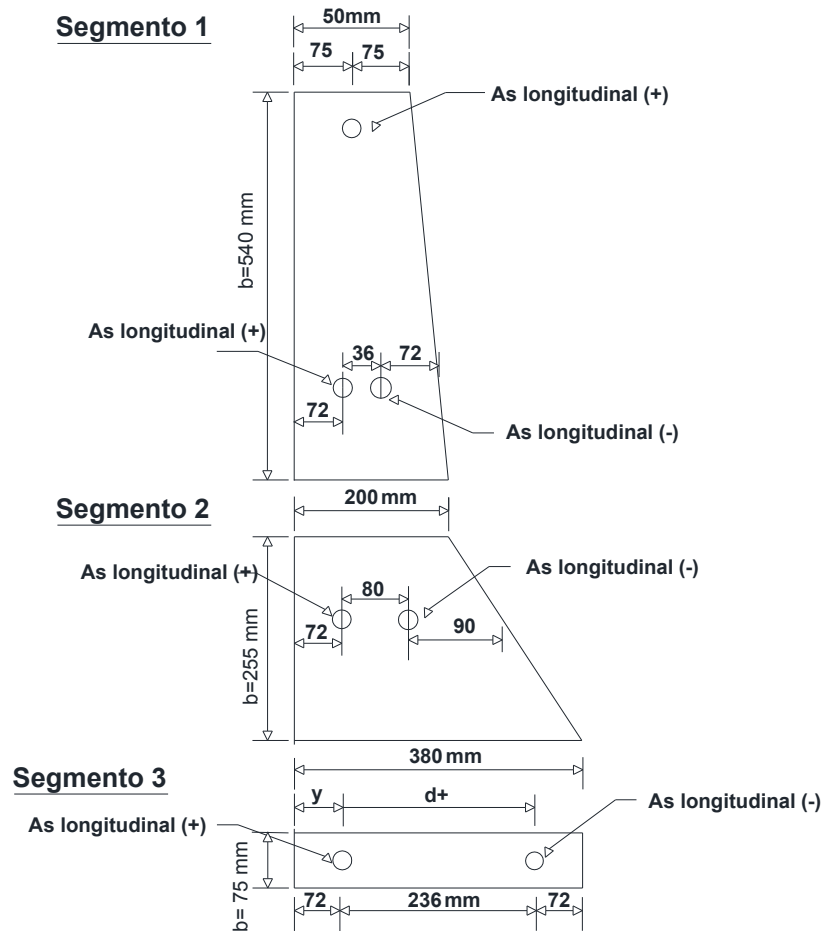
Asumimos:

Espesor del voladizo del tablero =  $t = 300 \text{ mm}$

Hormigón del tablero:  $f'c = 240 \text{ kg/cm}^2$  (23,5 MPa = 23.5 N/  $\text{mm}^2$ )

**Determinamos del momento resistente del parapeto alrededor del eje vertical ( $M_w$ ):**

Este momento es función de la armadura horizontal. Para el análisis de la resistencia, al parapeto de sección transversal variable se divide en tres segmentos como se muestra en la Figura 5.93.



**Figura 5.93** Segmentos que constituyen de la sección transversal del parapeto

Para el segmento 1 consideramos únicamente la contribución del  $As +$  (arriba y abajo):

$$As^+ = 2\phi 12mm = 2 \times 113 = 226mm^2$$

la altura efectiva se adopta igual al promedio de la altura a nivel del  $As$  positivo superior y la del  $As$  positivo inferior del segmento:

$$d = d_{promedio} = \frac{d_{sup} + d_{inf}}{2}$$

$$d_{promedio} = \frac{75 + (72 + 36)}{2}$$

$$d = 91,5mm$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \times f'c \cdot b} \quad (5.84)$$

$$a = \frac{226 \times 420}{0.85 \times 20.6 \times 540}$$

$$a = 10,04mm$$

El momento resistente del segmento 1 es:

$$\phi M_{n-I} = \phi \cdot A_s \cdot f_y \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right) \quad (5.85)$$

Donde:

$M_{n-I}$  : Momento resistente en el segmento 1 del parapeto

$\phi$  : Factor de reducción de resistencia

$A_s$  : Área de acero de refuerzo

$f_y$  : Esfuerzo de fluencia del acero

$d$  : Distancia del centro de gravedad del acero de refuerzo a la fibra mas comprimida de hormigón

$a$  : Altura equivalente de la zona comprimida

$$\phi M_{n-I} = 1,0 \cdot (226) \cdot 420 \cdot \left( 91,5 - \frac{10,04}{2} \right)$$

$$\phi M_{n-I} = 8,21 \times 10^6 N \cdot mm$$

Para el segmento 2 determinamos el momento resistente positivo y el negativo en base del  $A_s^+$ ,  $A_s^-$  y de las alturas efectivas correspondientes.

a). Para el  $A_s$  positivo:

$$A_s^+ = 1\phi 12mm = 113mm^2$$

$$d^+ = 80 + 90 = 170mm$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \times f'_{c.b}} \quad (5.84)$$

$$a = \frac{113 \times 420}{0,85 \times 20,6 \times 255}$$

$$a = 10,63mm$$

$$\phi M^+ = \phi \cdot A_s \cdot f_y \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right) \quad (5.85)$$

$$\phi M_n^+ = 1,0 \cdot (113) \cdot 420 \cdot \left( 170 - \frac{10,63}{2} \right)$$

$$\phi M_n^+ = 7,81 \times 10^6 N \cdot mm$$

b). Para el  $A_s$  negativo:

$$A_s^- = 1\phi 12mm = 113mm^2$$

$$d^- = 72 + 80 = 152mm$$



$$\phi M^- = \phi \cdot A_s \cdot f_y \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right) \quad (5.85)$$

$$\phi M_n^- = 1,0 \cdot (113) \cdot 420 \cdot \left( 152 - \frac{10,63}{2} \right)$$

$$\phi M_n^- = 6,96 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

El momento resistente del segmento 2 se considera igual al valor promedio:

$$\phi M_{n-II} = \frac{M_n^+ + M_n^-}{2} \quad (5.86)$$

$$\phi M_{n-II} = \frac{7,81 + 6,96}{2} \times 10^6$$

$$\phi M_{n-II} = 7,39 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

Para el segmento 3 se considera que  $\phi M_n^+ = \phi M_n^-$  :

$$A_s = 1\phi 12 \text{ mm} = 113 \text{ mm}^2$$

$$d = 236 + 72 = 308 \text{ mm}$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \times f'c \cdot b} \quad (5.84)$$

$$a = \frac{113 \times 420}{0,85 \times 20,6 \times 75}$$

$$a = 36,14 \text{ mm}$$

$$\phi M_{n-III} = \phi \cdot A_s \cdot f_y \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right) \quad (5.85)$$

$$\phi M_{n-III} = 1,0 \cdot (113) \cdot 420 \cdot \left( 308 - \frac{36,14}{2} \right)$$

$$\phi M_{n-III} = 13,76 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

Por lo tanto el momento resistente total del parapeto con respecto al eje vertical ( $M_w$ ) es:

$$M_w = \phi M_{n-I} + \phi M_{n-II} + \phi M_{n-III} \quad (5.87)$$

$$M_w = (8,21 + 7,39 + 13,76) \times 10^6$$

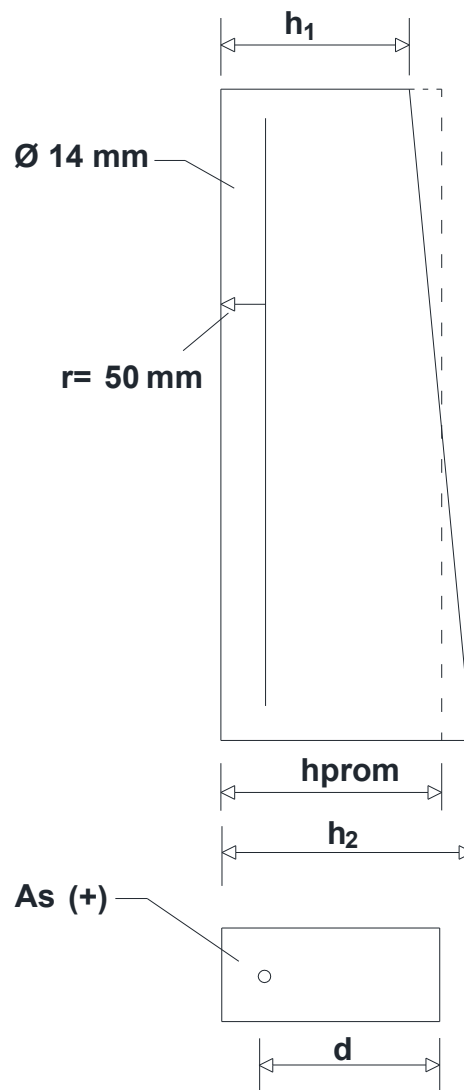
$$M_w = 29,36 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

**Determinamos el momento resistente del parapeto con respecto al eje horizontal ( $M_c$ ):**

El valor de este momento es función del  $A_s$  vertical. Se considera que la línea de fluencia que atraviesa el refuerzo vertical produce tensión en la cara inclinada del parapeto, por tanto se requiere calcular únicamente el momento negativo ( $M^-$ ).

Como el momento resistente es mayor en la parte inferior, se requiere una mayor cantidad de armadura  $A_s$ .

Para el segmento 1:



**Figura 5.94** Segmento 1 para análisis de parapeto respecto al eje horizontal

El espesor promedio del segmento 1 es:

$$\bar{h} = \frac{h_1 + h_2}{2} \quad (5.88)$$

$$\bar{h} = \frac{150 + 200}{2}$$

$$\bar{h} = 175mm$$

La armadura del segmento 1 es:

$$A_s = 1\varnothing 14mm @ 200mm = 0,770mm^2 / mm$$

$$d = \bar{h} - r - \phi / 2$$

$$d = 175 - 50 - 7$$

$$d = 118mm$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \times f'_c \cdot b} \quad (5.84)$$

$$a = \frac{0.770 \times 420}{0.85 \times 20.6 \times 1}$$

$$a = 18.47mm$$

El momento resistente del segmento 1 es:

$$M_{c-I} = \varnothing \cdot A_s \cdot f_y \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right) \quad (5.85)$$

$$M_{c-I} = 1 \times 0,770 \times 420 \times \left( 118 - \frac{18,47}{2} \right)$$

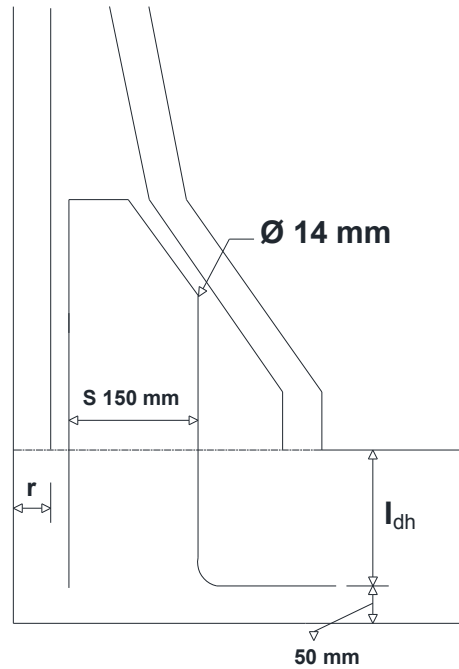
$$M_{c-I} = 35\,174,6N.mm$$

Para el segmento 2 y 3:

En la parte inferior el parapeto se ensancha pero la armadura que lo configura no se ancla al voladizo del tablero, el anclaje del parapeto al voladizo del tablero está dado por una varilla especialmente diseñada con gancho en el extremo que se introduce dentro de la losa.

En las zonas de traslape de las varillas se incrementa la capacidad resistente, por tanto se puede asumir que la resistencia con respecto al

eje horizontal para los segmentos II y III es constante y se determina por las varillas de anclaje.



**Figura 5.95** Segmento 2 y 3 para análisis de parapeto respecto al eje horizontal

El ancho efectivo en la rama traccionada de la varilla de anclaje se puede considerar, si  $\phi_v = 14 \text{ mm}$ , igual a:

$$d = r + \phi_v + S + \frac{\phi_v}{2}$$

$$d = 50 + 14 + 150 + \frac{14}{2}$$

$$d = 221 \text{ mm}$$

$$A_s = 1\phi 14 \text{ mm} @ 200 \text{ mm} = 0,770 \text{ mm}^2 / \text{ mm}$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \times f'_c \cdot b} \quad (5.84)$$

$$a = \frac{0.770 \times 420}{0.85 \times 20.6 \times 1}$$

$$a = 18.47 \text{ mm}$$

El momento resistente en el segmento 1 y 2 es:

$$M_{c-II+III} = \phi \cdot A_s \cdot f_y \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right) \quad (5.85)$$

$$M_{c-II+III} = 1 \times 0,770 \times 420 \times \left( 221 - \frac{18,47}{2} \right)$$

$$M_{c-II+III} = 68484,8 N.mm$$

El momento resistente total alrededor del eje horizontal ( $M_c$ ) es la media ponderada de los momentos de los segmentos 1,2 y 3:

$$M_c = \frac{[M_{cI} \times b_I + M_{c-II+III} \times (b_{II} + b_{III})]}{H} \quad (5.89)$$

$$M_c = \frac{[35174,6 \times 540 + 68484,8 \times (255 + 75)]}{870}$$

$$M_c = 47809,5 N.mm / mm (47,81 kN.mm / mm)$$

Determinamos la longitud crítica del patrón por líneas de fluencia ( $L_c$ ):

$$L_c = \frac{L_t}{2} + \sqrt{\left(\frac{L_t}{2}\right)^2 + \frac{8H(M_b + M_w)}{M_c}} \quad (4.11)$$

$$L_c = \frac{1070}{2} + \sqrt{\left(\frac{1070}{2}\right)^2 + \frac{8 \times 870(0 + 29360)}{47,80}}$$

$$L_c = 2670,71 mm$$

$M_b=0$  debido a que no existe viga en la parte superior del parapeto.

$L_t=1070mm$  Longitud de distribución de la carga transversal (capítulo 4, protección TL-4)

Determinamos la resistencia de la protección a la carga transversal:

$$R_w = \left( \frac{2}{2L_c - L_t} \right) \left( 8M_b + 8M_w + \frac{M_c L_c^2}{H} \right) \quad (4.10)$$

$$R_w = \left( \frac{2}{2 \times 2670,71 - 1070} \right) \left( 8 \times 0 + 8 \times 29360 + \frac{47,80 \times (2670,71)^2}{870} \right)$$

$$R_w = 293,47 kN$$

Verificamos que se cumplan las restricciones establecidas para las protecciones vehiculares de comportamiento TL-4

$$R_w \geq F_T = 240 kN$$

$$293,47 kN > 240 kN$$

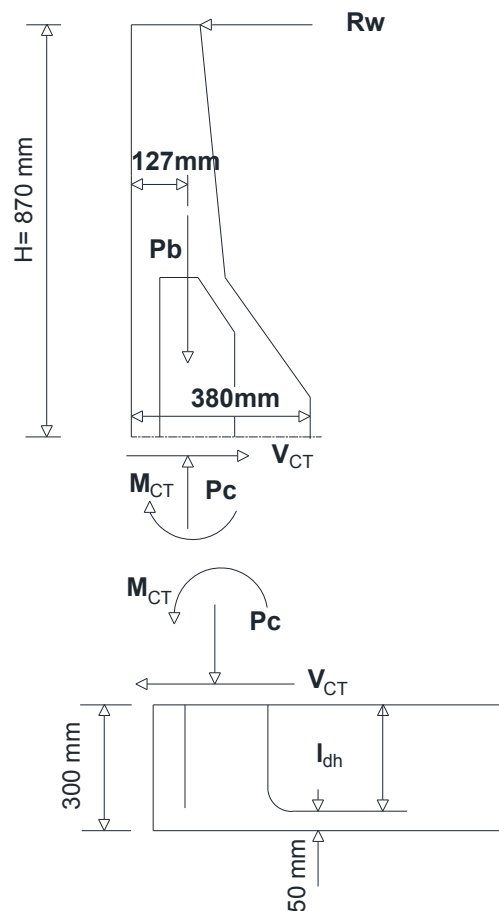
La Resistencia Nominal a la carga transversal es mayor que la Fuerza Transversal Estandarizada prevista para el comportamiento de una protección lateral vehicular tipo 4 (TL-4).

Por lo tanto se acepta el diseño.

### Transferencia de corte entre parapeto y tablero:

La carga  $R_w$  debe ser transferida a través de una junta (fría) por esfuerzo cortante de fricción en donde actúa  $V_{CT}$ , (ver Figura 5.96).

Si consideramos que  $V_{CT}$  = fuerza de corte en la base del parapeto debida al choque vehicular y esta es igual a  $T$  (fuerza de tracción por metro lineal de tablero) [7], entonces:



**Figura 5.96** Análisis de transferencia de corte entre parapeto y tablero

$$T = V_{CT} = \frac{R_w}{L_c + 2H} \quad (5.90)$$

Dónde:

$T$ : Fuerza de tracción por metro lineal de tablero.

$V_{CT}$ : Fuerza de corte en la base del parapeto debida al choque vehicular.

$R_w$ : Resistencia transversal total de la protección (N)

$H$ : Altura de la protección (mm)

$L_c$ : Longitud crítica del patrón de falla por líneas de fluencia (mm)

$$T = \frac{293470}{2670,71 + 2 \times 870}$$

$$T = V_{CT} = 66,54 N / mm$$

La fuerza nominal  $V_n$  en la interfase [7] es:

$$V_n = c \cdot A_{cv} + \mu \cdot (A_{vf} \cdot f_y + P_c) \quad (5.91)$$

$$V_n \leq \begin{cases} K_1 \cdot f'_c \cdot A_{cv} \\ K_2 \cdot A_{cv} \end{cases}$$

Dónde:

$V_n$ : Fuerza Nominal de corte

$c$ : Factor de cohesión

$A_{cv}$ : Área de contacto del parapeto con el tablero del puente

$\mu$ : Coeficiente de fricción (mm)

$A_{vf}$ : Armadura perpendicular al área de corte

$P_c$ : Fuerza de compresión perpendicular al área de corte

$f_y$ : Esfuerzo de fluencia del acero

$f'_c$ : Resistencia de diseño del hormigón.

$$A_{cv} = 380mm * 1mm$$

$$A_{cv} = 380mm^2$$

$$A_{vf} = 0.889mm^2 / mm$$

$$c = 0.52Mpa$$

$$\mu = 0.6$$

$$K_1 = 0.2$$

$$K_2 = 5.5$$

El peso del parapeto es:

$$P_b = \delta_h g V \quad (5.92)$$

Dónde:

$P_b$ : Peso del parapeto

$\delta_h$ : Densidad del hormigón de peso normal

$g$ : Aceleración de la gravedad

$V$ : Volumen del parapeto por unidad de longitud.

$$P_b = 2400 \times 10^{-9} \text{ kg/mm}^3 * 9800 \text{ mm/s}^2 * 208,1 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

$$P_b = 4,89 \text{ N/mm} = P_c$$

$$V_n = 0,52 \times 380 + 0,6 \times (0,770 \times 420 + 4,89)$$

$$V_n = 394,57 \text{ N/mm}$$

Chequeamos las condiciones:

$$V_n \leq 0,2 \cdot f_y \cdot A_{cv} = 0,2 \times 420 \times 380 = 31920 \text{ N/mm}$$

$$V_n \leq 5,5 \cdot A_{cv} = 5,5 \times 380 = 2090 \text{ N/mm}$$

De esto se puede decir que el valor de  $V_n$  es aceptable.

Se tiene que chequear si  $V_n$  es mayor que la fuerza de corte producida por la colisión del vehículo con la protección  $V_{CT}$ .

$$394,57 \text{ kN/mm} > 66,54 \text{ N/mm}$$

Se debe establecer si la sección de la varilla de anclaje del parapeto con el tablero es suficiente para resistir las solicitaciones de anclaje.

A través del plano de corte el parapeto, según el diseño, se ancla al tablero través de una varilla que se introduce en la losa. Si en este caso se selecciona una varilla de  $\varnothing_v = 14 \text{ mm}$   $A_{vf} = 154 \text{ mm}^2$  cada 5 mm; entonces es necesario verificar la separación respectiva, de tal forma que se cumpla el requisito del  $A_v$  mínimo necesario:

$$A_{vf} \geq A_{v\min} = \frac{0,35 \cdot b_v \cdot s}{f_y} \quad (5.93)$$

Dónde:

$A_{vf}$ : Armadura perpendicular al área de corte

$s$ : Espaciamiento del refuerzo a corte

$b_v$ : ancho de la sección sometida a corte

$f_y$ : Esfuerzo de fluencia del acero

Si  $b_v = 380 \text{ mm}$  y  $s = 200 \text{ mm}$

$$A_{v\min} = \frac{0,35 \times 380 \times 200}{420} = 63,33 \text{ mm}^2$$

Ya que se utiliza una varilla de 14mm se está colocando:

$$154 \text{ mm}^2 > 71,25 \text{ mm}^2 = A_{v\text{requerido}}$$

De esto se puede decir que el anclaje del parapeto con 1 varilla de  $\varnothing_v = 14 \text{ mm} @ 200 \text{ mm}$  es suficiente para el anclaje.



Se debe establecer la longitud de desarrollo de la varilla (  $l_{dh}$  ) :

Para una varilla con gancho [7] de  $f_y < 420$  MPa, la longitud básica de desarrollo  $l_{hb}$  es:

$$l_{hb} = \frac{100 \times 14}{\sqrt{23.54}} = 288.55 mm$$

$$l_{hb} = 288 mm \geq \begin{cases} 8 \times 14 = 112 mm \\ 150 mm \end{cases}$$

Y la longitud de desarrollo total  $l_{dh}$  es:

$$l_{dh} = l_{hb} \times \text{Factores de modificación}$$

Dónde:

$f_1 = 0,7$  = factor de modificación para gancho de  $90^\circ$  garantiza un recubrimiento adecuado, y

$f_2 = 1,2$  = para el caso de armadura recubierta con resina epóxica (caso contrario=1),

Por tanto:

$$l_{dh} = 288 \times 0,7 \times 1,0$$

$$l_{dh} = 201,6 mm$$

Se debe verificar del espacio disponible

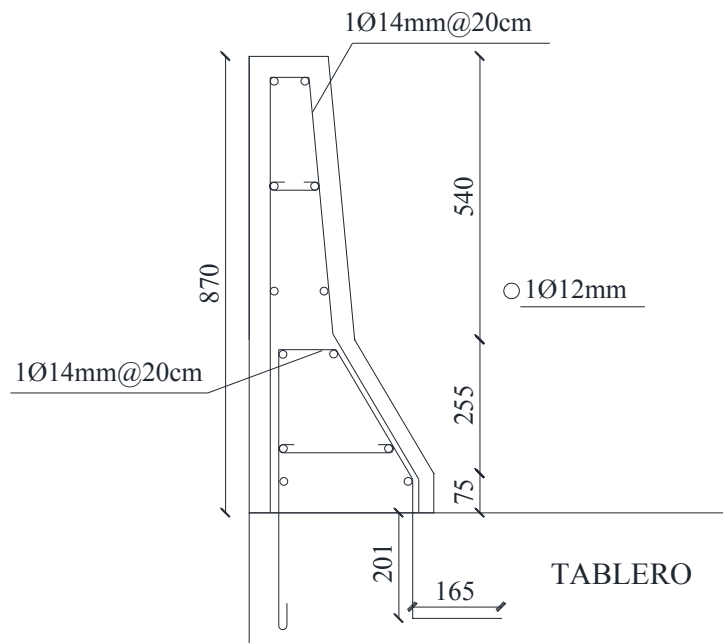
Si el espesor de la losa del voladizo del tablero es  $t = 300$  mm y el recubrimiento  $r = 50$  mm, la longitud de desarrollo es menor que la disponible de conformidad con la geometría del elemento:

$$l_{dh} = 201 mm > t - r = 300 - 50 = 250 mm$$

La longitud de desarrollo es menor que el espacio disponible en el tablero por lo que se acepta los 201mm de longitud de desarrollo dentro del tablero para la varilla de anclaje.

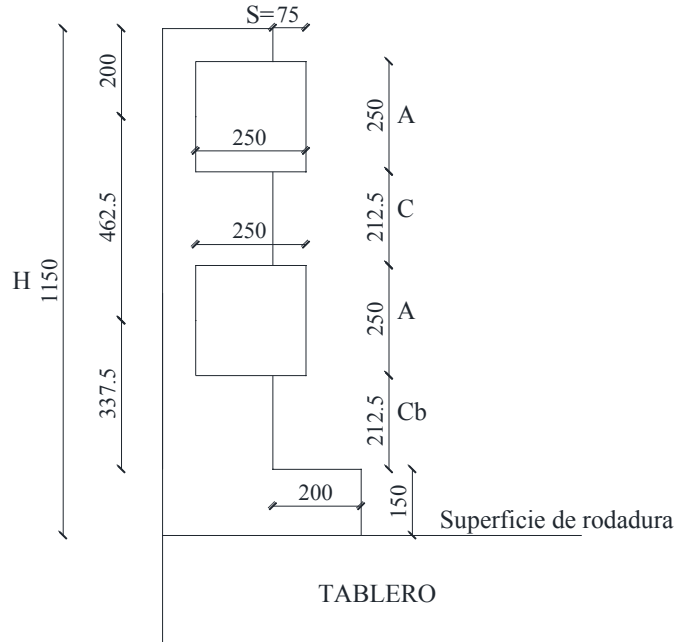
### **Resultado del diseño de la protección vehicular maciza de hormigón armado:**

La protección lateral está determinada de la siguiente manera:



**Figura 5.97** Corte transversal de parapeto de hormigón

**b.2. Protección lateral vehicular con postes y vigas de hormigón armado.**



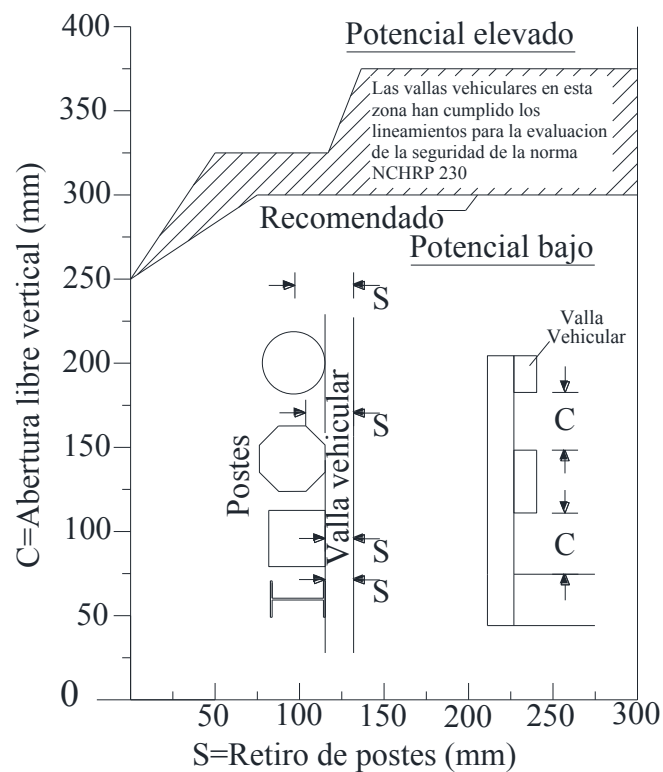
**Figura 5.98** Dimensiones de protección lateral

Se dispone un entramado de postes y 2 vallas vehiculares de hormigón armado, las vallas vehiculares son de 250mm x 250mm, el poste es de 250mmx250mm y posee una altura de 1000mm, la altura del bordillo es de 150mm y el ancho de este de 200mm, la protección se divide en

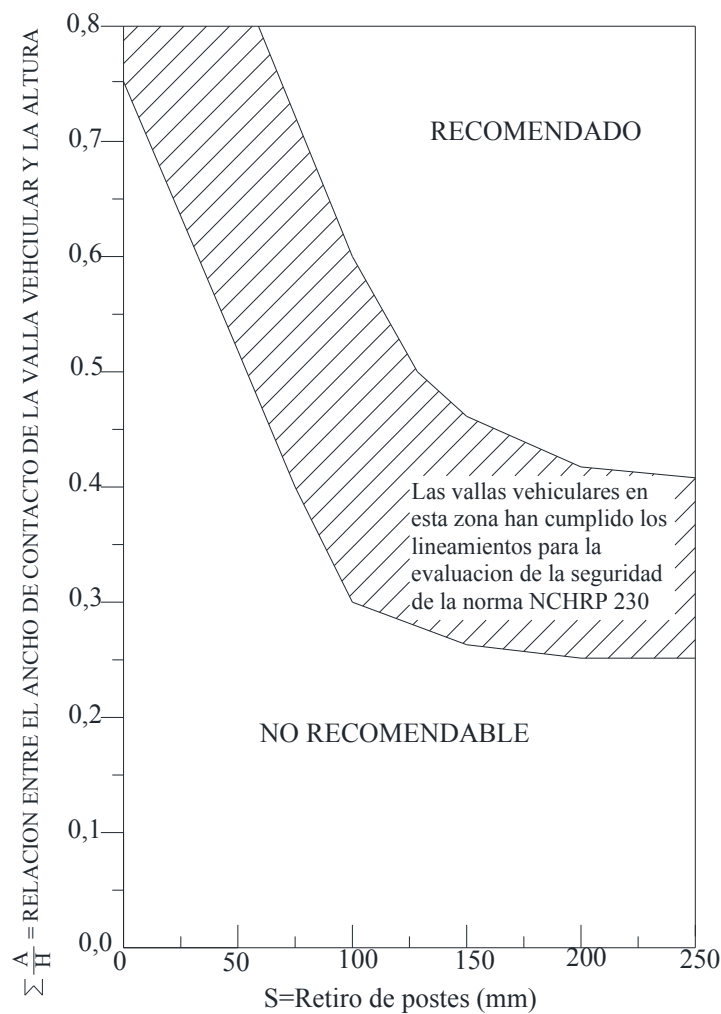
módulos de 6000mm, con tres tramos de 2000mm medidos entre ejes de los postes.

Para determinar estas dimensiones se tiene en consideración los siguientes requisitos basados en las Especificaciones AASHTO LRFD [7]: El ancho de las vallas vehiculares de las protecciones laterales se puede tomar teniendo en consideración las figuras, 5.99, 5.100, teniendo en cuenta que:

- El ancho total de la valla o las vallas vehiculares, en contacto con el vehículo  $\sum A$ , no debe ser menor que el 25% de la altura de la protección lateral.
- En el caso de las protecciones con postes, la abertura libre vertical C, y el retiro de los postes S debe estar dentro o por debajo del área sombreada que se indica en la respectiva figura 5.99.
- En el caso de las protecciones con postes, la combinación de  $\sum A/H$  y el retiro de los postes S debe estar dentro o por encima del área sombreada de la figura 5.100.



**Figura 5.99** Potencial de impacto de las ruedas, paragolpes o capó contra los postes [7]



**Figura 5.100** Criterios para determinar el retiro de los postes [7]

Chequeamos las tres condiciones siguientes para la protección lateral alivianada de hormigón armado:

1. El ancho total de la valla o las vallas vehiculares,  $\sum A$ , no debe ser menor que el 25% de la altura de la protección lateral.

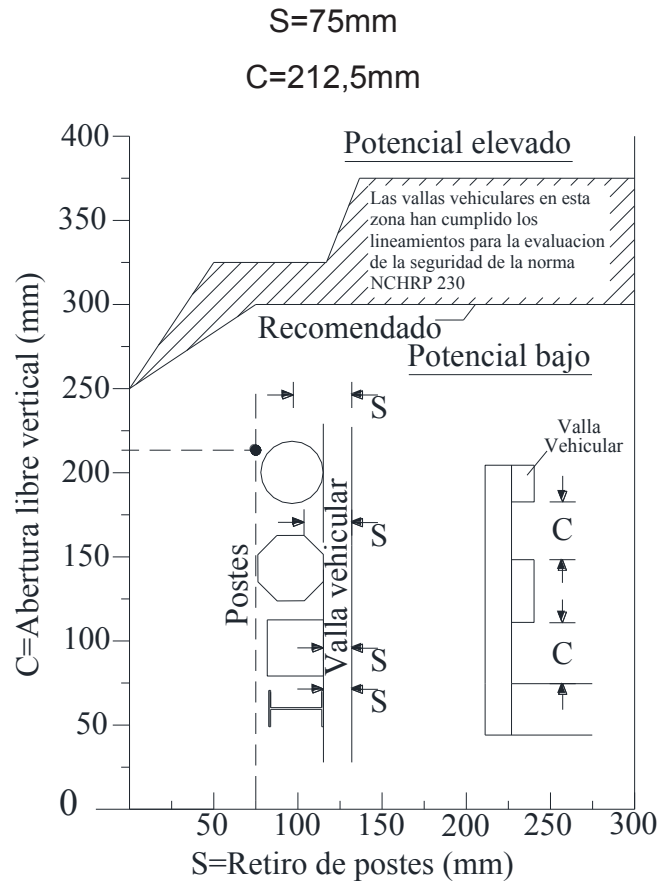
$$\sum A = 250 + 250$$

$$\sum A = 500$$

$$0.25H = 0.25 \cdot 1150 = 287.5$$

$$500 > 287.5 \text{ o.k}$$

2. La abertura libre vertical C, y el retiro de los postes S debe estar dentro o por debajo del área sombreada que se indica en la respectiva figura 5.101.



**Figura 5.101.** Potencial de impacto de las ruedas, paragolpes o capó contra los postes [7]

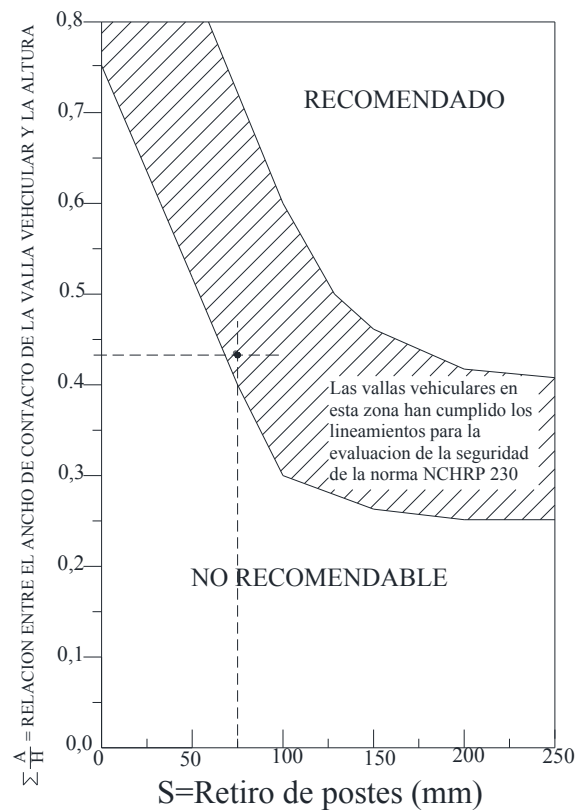
Se puede ver que el retiro de los postes elegido y la abertura libre vertical en la protección están de acuerdo a las consideraciones establecidas.

3. En el caso de las protecciones con postes, la combinación de  $\sum A/H$  y el retiro de los postes S debe estar dentro o por encima del área sombreada de la figura 102.

$$S=75\text{mm}$$

$$\sum A/H = \frac{250}{1150} + \frac{250}{1150}$$

$$\sum A/H = 0,43$$



**Figura 5.102** Criterios para determinar el retiro de los postes [7]

Se puede ver que el retiro de los postes elegido y la relación entre ancho de contacto de la valla vehicular y la altura en la protección están de acuerdo a las consideraciones establecidas.

Se debe determinar la ubicación de la resultante que sea igual o superior a la altura efectiva para la protección de nivel TL-4 [7],

$$Y_{cg} \geq H_e$$

Dónde:

$Y_{cg}$  : Ubicación de la resultante de fuerzas resistentes

$H_e$ : Altura efectiva de fuerza de vuelco para el nivel TL-4

$$H_e = 810mm$$

Las dos vallas vehiculares serán de igual resistencia por lo tanto:

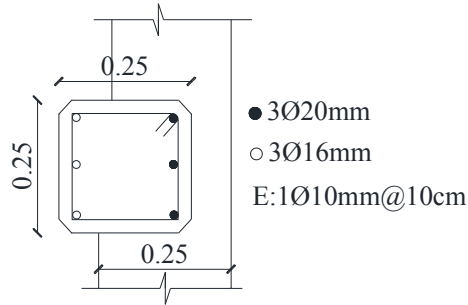
$$Y_{cg} = 810mm$$

Se cumple la condición:  $Y_{cg} = H_e$

**Especificaciones de los materiales:** El material seleccionado para esta protección lateral es hormigón armado y se utiliza:

Acero en barras corrugadas de refuerzo con Límite de fluencia  $f_y = 420$  MPa ( $4200\text{kg/cm}^2$ ) y Hormigón de Resistencia a la compresión simple  $f'_c = 210\text{kg/cm}^2$  ( $20.6\text{Mpa}$ )

**Para el poste tenemos:** Un poste rectangular de hormigón armado de  $250\text{mm} \times 250\text{mm}$  y armadura como se muestra en la figura 5.103



**Figura 5.103** Dimensiones y armado de poste

$$A_s = 942\text{mm}^2$$

$$A'_s = 603\text{mm}^2$$

Recubrimiento:  $r = 40\text{mm}$

Para el poste: determinamos el momento resistente positivo y negativo en base del  $A_s^+$ ,  $A_s^-$  y de las alturas efectivas correspondientes.

a). Para el  $A_s$  positivo:

$$A_s^+ = 3\text{Ø}16\text{mm} = 603\text{mm}^2$$

$$d^+ = 250 - 40 - 10 - \frac{16}{2} = 192\text{mm}$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \times f'_c \cdot b} \quad (5.84)$$

$$a = \frac{603 \times 420}{0.85 \times 20.6 \times 250}$$

$$a = 57.85\text{mm}$$

$$\phi M^+ = \phi \cdot A_s \cdot f_y \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right) \quad (5.85)$$

$$\phi M_n^+ = 1.0 \cdot (603) \cdot 420 \cdot \left( 192 - \frac{57.85}{2} \right)$$

$$\phi M_n^+ = 41.30 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

b). Para el  $A_s$  negativo:

$$A_s^- = 3\text{Ø}20\text{mm} = 942\text{mm}^2$$

$$d^- = 250 - 40 - 10 - \frac{20}{2} = 190 \text{ mm}$$

$$\phi M^- = \phi \cdot A_s \cdot f_y \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right) \quad (5.85)$$

$$\phi M_n^- = 1,0 \cdot (942) \cdot 420 \cdot \left( 190 - \frac{57,85}{2} \right)$$

$$\phi M_n^- = 63,73 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

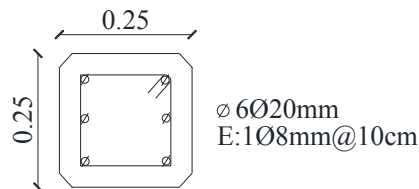
El momento resistente del poste se puede considerar igual al valor promedio:

$$\phi M_{n-\text{poste}} = \frac{M_n^+ + M_n^-}{2} \quad (5.86)$$

$$\phi M_{n-\text{poste}} = \frac{41,30 + 63,73}{2} \times 10^6$$

$$\phi M_{n-\text{poste}} = 52,52 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

**Para la valla vehicular tenemos:** Una valla vehicular rectangular de hormigón armado de 250mmx250mm y armadura como se muestra en la figura 5.104



**Figura 5.104** Dimensiones y armado de valla vehicular

$$A_s = 942 \text{ mm}^2$$

$$A'_s = 942 \text{ mm}^2$$

Recubrimiento:  $r = 40 \text{ mm}$

Para las vallas vehiculares determinamos el momento resistente positivo y el negativo en base del  $A_s^+$ ,  $A_s^-$  y de las alturas efectivas correspondientes.

a). Para el  $A_s$  positivo:

$$A_s^+ = 3\phi 20 \text{ mm} = 942 \text{ mm}^2$$

$$d^+ = 250 - 40 - 8 - \frac{20}{2} = 192 \text{ mm}$$



$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \times f'_c \cdot b} \quad (5.84)$$

$$a = \frac{942 \times 420}{0.85 \times 20.6 \times 250}$$

$$a = 90.38 \text{ mm}$$

$$\phi M^+ = \phi \cdot A_s \cdot f_y \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right) \quad (5.85)$$

$$\phi M_n^+ = 1.0 \cdot (942) \cdot 420 \cdot \left( 192 - \frac{90.38}{2} \right)$$

$$\phi M_n^+ = 58,08 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

b). Para el  $A_s$  negativo:

$$A_s^- = 3\phi 14 \text{ mm} = 462 \text{ mm}^2$$

$$d^- = 250 - 40 - 8 - \frac{14}{2} = 195 \text{ mm}$$

$$\phi M^- = \phi \cdot A_s \cdot f_y \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right) \quad (5.85)$$

$$\phi M_n^- = 1.0 \cdot (462) \cdot 420 \cdot \left( 195 - \frac{44.33}{2} \right)$$

$$\phi M_n^- = 33,54 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

El momento resistente la valla vehicular se puede considerar igual al valor promedio:

$$\phi M_{n-valla} = \frac{M_n^+ + M_n^-}{2} \quad (5.86)$$

$$\phi M_{n-valla} = \frac{33,54 + 33,54}{2} \times 10^6$$

$$\phi M_{n-valla} = 58,08 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm} = M_p$$

Con estos valores de momento determinamos la resistencia de la protección a la fuerza transversal de choque.

Determinamos el valor de la resistencia de la carga transversal de un poste

$$P_p = \frac{\phi M_{n-poste}}{H_e} \quad (5.94)$$

Dónde:

$P_p$ : Resistencia ultima de la carga transversal de un único poste ubicada a una altura  $Y_{cg}$  por encima del tablero

$$P_p = \frac{52.52 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}}{810 \text{ mm}}$$

$$P_p = 64839.5 \text{ N}$$

La separación entre postes es de 2m: 2000mm

La longitud de distribución de la fuerza transversal es  $L_t = 1070 \text{ mm}$

En la parte central del puente se determina el valor de la resistencia de la protección para los tres modos de falla posibles como lo indican las especificaciones AASHTO LRFD [7], (ver capítulo 4)

#### 1.- Modo de falla para un tramo:

$$R = \frac{16M_p}{2NL - L_t} \quad (5.95)$$

Dónde:

$L$  = separación de los postes o longitud de un tramo simple (mm)

$M_p$  =resistencia inelástica o para línea de fluencia de todos las vallas vehiculares que contribuyen a una rótula plástica (N-mm)

$P_p$  =resistencia última a la carga transversal de un único poste ubicado a una altura  $Y$  por encima del tablero (N)

$R$  =resistencia última total de la protección lateral, es decir su resistencia nominal (N)

$L_t$  = longitud transversal de las cargas distribuidas debidas al impacto de vehículos,  $F_t$  y  $F_L$  (mm)

$$M_p = 2\phi M_{n-valla}$$

$$M_p = 2 \times 58,08 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$M_p = 116,16 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$R = \frac{16 * 116,16 \times 10^6}{2 * 1 * 2000 - 1070}$$

$$R = 634320,8 \text{ N}$$

## 2.- Modo de falla para dos tramos:

$$R = \frac{16M_p + N^2 P_p L}{2NL - L_t} \quad (4.15)$$

$$R = \frac{16 * 116,16 \times 10^6 N.mm + 2^2 * 64839,5 N * 2000mm}{2 * 2 * 2000mm - 1070mm}$$
$$R = 343041,3 N (343,04kN)$$

## 3.- Modo de falla para tres tramos:

$$R = \frac{16M_p + (N-1)(N+1)P_p L}{2NL - L_t} \quad (4.15)$$

$$R = \frac{16 * 116,16 \times 10^6 N.mm + (3-1)(3+1) * 64839,5 N * 2000mm}{2 * 3 * 2000mm - 1070mm}$$
$$R = 264958,1 N (264.96kN)$$

Para determinar la resistencia de la protección lateral se toma la menor valor de la resistencia de los tres modos de falla posible.

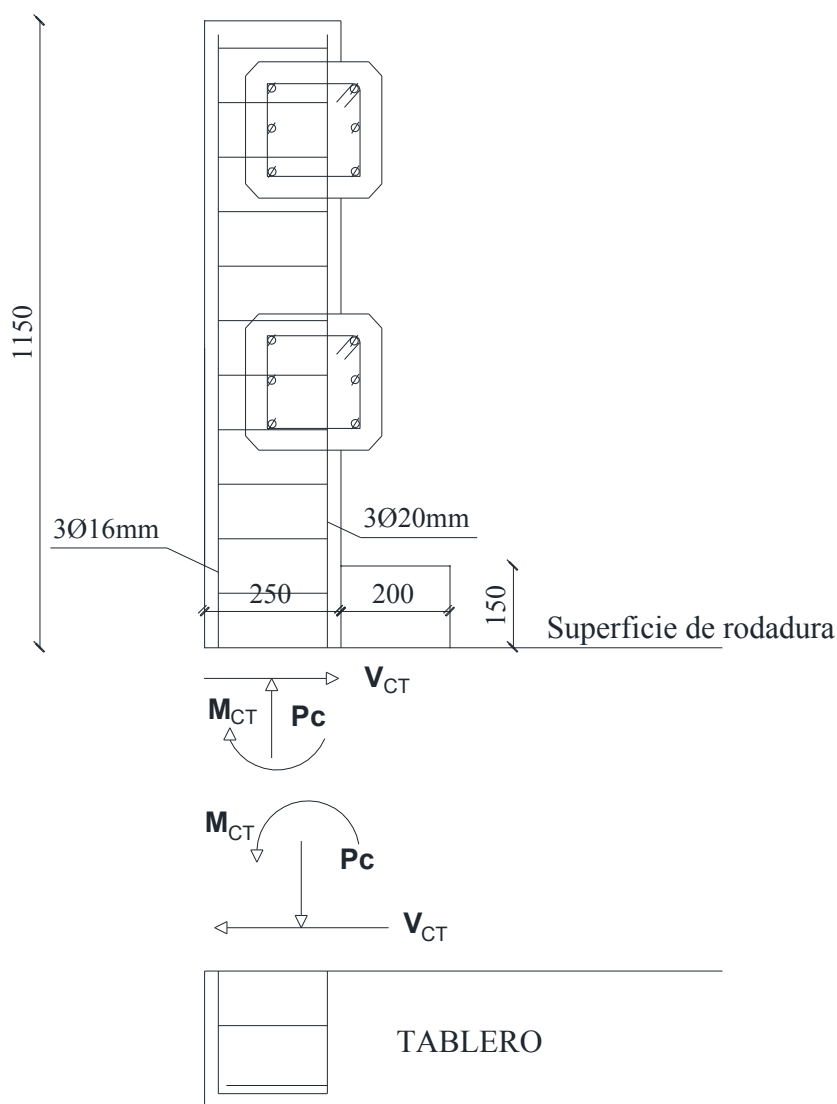
Verificamos que se cumplan las restricciones establecidas para las protecciones vehiculares de comportamiento TL-4

$$R \geq F_T = 240kN$$
$$264,95kN > 240kN$$

La Resistencia Nominal a la carga transversal es mayor que la Fuerza Transversal Estandarizada prevista para el comportamiento de una protección lateral vehicular tipo 4 (TL-4).

## Transferencia de corte entre poste y tablero:

La carga R debe ser transferida a través de una junta (fría) por esfuerzo cortante de fricción, la sección donde actúa  $V_{CT}$  como se muestra en la figura 5.105. Si consideramos que  $V_{CT}$  = fuerza de corte en la base del parapeto debida al choque vehicular y esta es igual a  $T$  (fuerza de tracción por metro lineal de tablero) [7], entonces:



**Figura 5.105** Análisis de transferencia de corte entre poste y tablero

$$T = V_{CT} = \frac{P_p}{W_b + D} \quad (5.95)$$

Dónde:

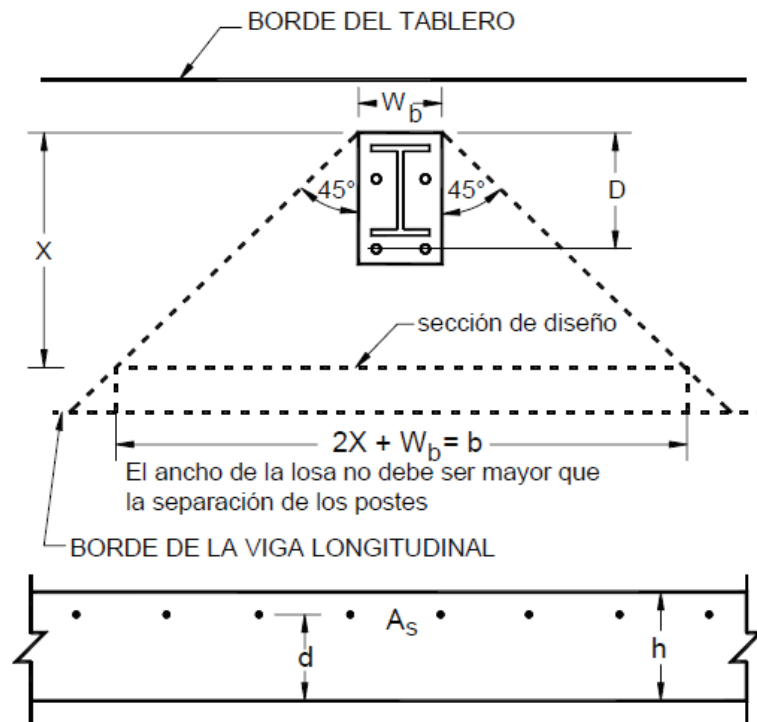
$T$ : Fuerza de tracción por unidad lineal de tablero.

$V_{CT}$ : Fuerza de corte en la base del parapeto debida al choque vehicular.

$P_p$ : Corte correspondiente a  $M_{Poste}$  (N)

$D$ : distancia desde el borde exterior de la placa de base hasta la fila de pernos más interna (en este caso es a la fila de refuerzo en la cara interna del poste), tal como se ilustra en la Figura 5.106 (mm)

$W_b$ : ancho de la placa de base, en este caso es el ancho de poste (mm)



**Figura 5.106** Longitud efectiva del voladizo para soportar las cargas concentradas de los postes [7]

$$T = \frac{264950}{250 + 210}$$

$$T = V_{CT} = 575,98N$$

La fuerza nominal  $V_n$  en la interfase [7] es:

$$V_n = c \cdot A_{cv} + \mu \cdot (A_{vf} \cdot f_y + P_c) \quad (5.91)$$

$$V_n \leq \begin{cases} K_1 \cdot f'_c \cdot A_{cv} \\ K_2 \cdot A_{cv} \end{cases}$$

Dónde:

$V_n$ : Fuerza Nominal de corte

$c$ : Factor de cohesión

$A_{cv}$ : Área de contacto del poste con el tablero del puente

$\mu$ : Coeficiente de fricción (mm)

$A_{vf}$ : Armadura perpendicular al área de corte

$P_c$ : Fuerza de compresión perpendicular al área de corte

$f_y$ : Esfuerzo de fluencia del acero

$f'_c$ : Resistencia de diseño del hormigón.

$$A_{cv} = 2500mm * 250mm$$

$$A_{cv} = 62500mm^2$$

$$A_{vf} = 1545mm^2$$

$$c = 0,52Mpa$$

$$\mu = 0,6$$

$$K_1 = 0,2$$

$$K_2 = 5,5$$

El peso del poste y las vallas vehiculares es:

$$P_b = \delta_h g V \quad (5.92)$$

Dónde:

$P_b$ : Peso de la protección.

$\delta_h$  : Densidad del hormigón de peso normal

$g$ : Aceleración de la gravedad

$V$ : Volumen de la protección por unidad de longitud.

$$P_b = 2400 \times 10^{-9} kg / mm^3 * 9800mm / s^2 * [(2 * 2000mm * 250 * 250) + \\ +(1150mm * 250mm * 250mm)]$$

$$P_b = 7570,5N = P_c$$

$$V_n = 0,52 \times 62500 + 0,6 \times (1545 \times 420 + 7570,5)$$

$$V_n = 426382N$$

Chequeamos las condiciones:

$$V_n \leq 0,2 \cdot f_y \cdot A_{cv} = 0,2 \times 420 \times 62500 = 5250000N$$

$$V_n \leq 5,5 \cdot A_{cv} = 5,5 \times 62500 = 343750N$$

De esto se puede decir que el valor de  $V_n$  es aceptable.

Se tiene que chequear si  $V_n$  es mayor que la fuerza de corte producida por la colisión del vehículo con la protección  $V_{CT}$ .

$$426382N > 575.98N$$

Se debe establecer si la sección de la varilla de anclaje del poste con el tablero es suficiente para resistir las solicitaciones de anclaje.

A través del plano de corte el poste, según el diseño, se ancla al tablero través de las varillas que se introducen en la losa. Si en este caso se tiene tres varillas de  $\varnothing_v=20mm$  y 3 varillas de  $\varnothing_v=16mm$ , entonces,  $A_{vf} = 1545$

mm<sup>2</sup>; entonces es necesario verificar que se cumpla el requisito del  $A_v$  mínimo necesario:

$$A_{vf} \geq A_{vmin} = \frac{0,35 \cdot b_v \cdot s}{f_y} \quad (5.93)$$

Dónde:

$A_{vf}$ : Armadura perpendicular al área de corte

$s$ : Espaciamiento del refuerzo a corte

$b_v$ : ancho de la sección sometida a corte

$f_y$ : Esfuerzo de fluencia del acero

Si  $b_v = 250mm$  y  $s=67mm$

$$A_{vmin} = \frac{0,35 \times 250 \times 67}{420} = 13,95mm^2$$

Ya que se utiliza una varilla de 14mm se está colocando:

$$1545mm^2 > 71,25mm^2 = A_{vrequerido}$$

De esto se puede decir que el anclaje del poste es suficiente para el anclaje.

Se debe establecer la longitud de desarrollo de la varilla ( $l_{dh}$ ):

Para una varilla con gancho [7] de  $f_y < 420$  MPa, la longitud básica de desarrollo  $l_{dh}$  es:

Para la varilla  $\varnothing_v=20mm$ :

$$l_{hb} = \frac{100 \times 20}{\sqrt{23,54}} = 412,22mm$$

$$l_{hb} = 412.22mm \geq \begin{cases} 8 \times 20 = 160mm \\ 150mm \end{cases}$$

Y la longitud de desarrollo total  $l_{dh}$  es:

$$l_{hb} = l_{hb} \times \text{Factores de modificación}$$

Dónde:

$f_1 = 0,7$  = factor de modificación para gancho de 90° garantiza un recubrimiento adecuado, y

$f_2 = 1,2$  = para el caso de armadura recubierta con resina epóxica (caso contrario = 1),

Por tanto:

$$l_{dh} = 412,22 * 0,7 * 1,0$$

$$l_{dh} = 288,55mm$$

Este valor es muy alto, en este caso existen dos alternativas: reajustar el diámetro de la varilla o aumentar la resistencia del hormigón del tablero, optamos por aumentar la resistencia del tablero a 30Mpa.

$$l_{hb} = \frac{100 \times 20}{\sqrt{30}} = 365,1mm$$

$$l_{dh} = 365 * 0,7 * 1,0$$

$$l_{dh} = 255mm$$

Se debe verificar del espacio disponible

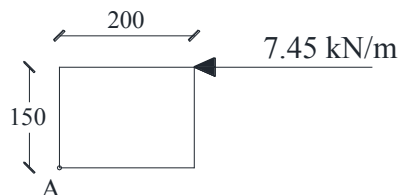
Si el espesor de la losa del voladizo del tablero es  $t = 300 \text{ mm}$  y el recubrimiento  $r = 50 \text{ mm}$ , la longitud de desarrollo es menor que la disponible de conformidad con la geometría del elemento:

$$l_{dh} = 255 > t - r = 300 - 40 = 260mm$$

La longitud de desarrollo es menor que el espacio disponible en el tablero por lo que se acepta los 255mm de longitud de desarrollo dentro del tablero para la varilla de anclaje.

**Diseño de bordillo:** Determinamos las dimensiones del bordillo, y la cantidad de acero de refuerzo para resistir las solicitaciones ejercidas en él.

**Dimensiones del elemento:** El bordillo es de sección rectangular, con una altura de 150mm y un ancho de 200mm, estas dimensiones se toman de acuerdo a las Especificaciones AASHTO LRFD [7].



**Figura 5.107** Dimensiones y carga en bordillo

**Especificaciones de los materiales:** Para el bordillo utilizamos hormigón armado con:

**Acero en barras corrugadas de refuerzo:** Límite de fluencia  $f_y = 420 \text{ MPa}$  ( $4200 \text{ kg/cm}^2$ )

**Hormigón:** Resistencia a la compresión simple  $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$



**Solicitaciones:** La carga a la que está sometida el bordillo es una carga viva de 7,45kN ubicada en la parte superior del bordillo como se muestra en la figura 5.107, por lo tanto el factor de carga es 1.7, en este caso el momento al que está sometido el bordillo es:

$$M_u = 1,7 * 7,45kN * 150mm$$

$$M_u = 1899,8kN.mm$$

Determinamos la cuantía balanceada de refuerzo:

$$\rho_b = \frac{0.85\beta_1 f'_c}{f_y} \left( \frac{6000}{f_y + 6000} \right) \quad (5.96)$$

Donde:

$\rho_b$  : Cuantía balanceada de refuerzo.

$\beta_1$  : factor de equivalencia para la compresión

$f'_c$  : Resistencia del hormigón a la compresión

$f_y$  : Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo.

El factor  $\beta_1$  es igual a 0.85 para hormigones de resistencia entre 17 y 28 Mpa [31].

$$\rho_b = \frac{0,85 * 0,85 * 210kg / cm^2}{4200kg / cm^2} \left( \frac{6000}{4200 + 6000} \right)$$

$$\rho_b = 0,02125$$

Optamos por un diseño dúctil en este caso tenemos:

$$\rho = 0,75\rho_b \quad (5.97)$$

Donde:

$\rho_b$  : Cuantía balanceada de refuerzo.

$\rho$  : cuantía de refuerzo.

$$\rho = 0,75 * 0,02125$$

$$\rho = 0,0159$$

Determinamos el índice de refuerzo:

$$\omega = \frac{\rho f_y}{f'_c} \quad (5.98)$$

Donde:

$\omega$  : índice de refuerzo.

$f'_c$  : Resistencia del hormigón a la compresión

$f_y$  : Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo.

$$\omega = \frac{0,0159 * 4200}{210}$$

$$\omega = 0,318$$

Determinamos factor de resistencia  $R_u$

$$R_u = \omega f'_c (1 - 0,59\omega) \quad (5.99)$$

Donde:

$R_u$  : Factor de resistencia

$\omega$  : índice de refuerzo.

$f'_c$  : Resistencia del hormigón a la compresión

$$R_u = 0,318 * 210 (1 - 0,59 * 0,318)$$

$$R_u = 54,25 \text{ kg} / \text{cm}^2 (5,33 \text{ Mpa})$$

Determinamos la altura efectiva de la sección:

$$d = \sqrt{\frac{M_u}{\phi b R_u}} \quad (5.100)$$

Dónde:

$d$  : Altura efectiva de la sección.

$M_u$  : Momento ultimo.

$\phi$  : Factor de resistencia para la flexion = 0,9

$b$  : Ancho de la sección

En un metro de bordillo tenemos:

$$d = \sqrt{\frac{1899800 \text{ N.mm}}{0,9 * 5,33 * 1000}}$$
$$d = 19,9 \text{ mm}$$

La altura efectiva necesaria es menor que la altura del bordillo por lo que determinamos el área de acero de refuerzo necesaria para el bordillo.

$$A_s = \rho b d \quad (5.101)$$

Dónde:

$A_s$ : Área de acero de refuerzo.

$d$  : Altura efectiva de la sección.

$b$  : Ancho de la sección.

En un metro de bordillo tendremos:

$$A_s = 0.0159 * 19.9mm * 1000mm$$

$$A_s = 316.41mm^2$$

$$A_s : 1\phi 10mm @ 200mm$$

Chequeamos el área mínima de refuerzo:

$$A_{s_{min}} = \frac{14}{f_y} b d \quad (5.53)$$

$$A_{s_{min}} = \frac{14}{420} 1000 * 19.9$$

$$A_{s_{min}} = 663mm^2$$

$$A_s < A_{s_{min}}$$

El área mínima de refuerzo es mayor que el área de refuerzo calculada, por esta razón el área de refuerzo es el área mínima.

$$A_s = 663mm^2$$

$$A_s : 1\phi 12mm @ 150mm$$

### **Análisis del bordillo a esfuerzo cortante**

La fuerza de corte a la que está sometido el poste es de 7.45 kN en un ancho unitario de 1 metro.

$$V_u = 1,7 * 7,45kN$$

$$V_u = 12,67kN$$

$$V_n = \frac{V_u}{\phi_v} \quad (5.102)$$

Dónde:

$V_n$ : Fuerza nominal de corte

$V_u$  : Fuerza ultima de corte

$\phi_v$  : Factor de reduccion de resitencia para corte.

$$V_n = \frac{12,67kN}{0,85}$$

$$V_n = 14,91kN$$

$$V_c = 0.53\lambda\sqrt{f'_c}b_wd \quad (5.103)$$

Dónde:

$V_c$ : Fuerza de corte resistida por el hormigón.

$\lambda$ : Factor de modificación, 0,85 para hormigones livianos y 1 para hormigones ordinarios.

$f'_c$ : Resistencia del hormigón.

$b_w$ : Ancho de la sección.

$d$ : Altura efectiva de la sección

$$V_c = 0,53 * 1 * \sqrt{20,4} * 1000 * 154$$

$$V_c = 368,36kN$$

La sección de hormigón provista para el bordillo es suficiente para resistir la fuerza de corte:

$$V_c > V_n$$

$$368,36kN > 14,91kN$$

En este caso colocamos refuerzo mínimo por corte:

$$A_{v_{min}} = \frac{0.2\sqrt{f'_c}b_ws}{f_y} \quad (5.104)$$

Dónde:

$A_{v_{min}}$ : Área mínima de refuerzo por corte

$f'_c$ : Resistencia del hormigón.

$f'_c$ : Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo

$b_w$ : Ancho de la sección.

$s$ : Separación del refuerzo

Despejando el valor de  $s$  en la ecuación 5.104 tenemos el espaciamiento necesario para un área de refuerzo asignada.

$$s = \frac{A_{v_{\min}} f_y}{0.2 \sqrt{f'_c} b_w} \quad (5.105)$$

Para un refuerzo de 10mm,  $A_v = 0.785 \text{ cm}^2$ :

$$s = \frac{0.785 \text{ cm}^2 * 4200 \text{ kg / cm}^2}{0.2 \sqrt{210} * 100 \text{ cm}}$$

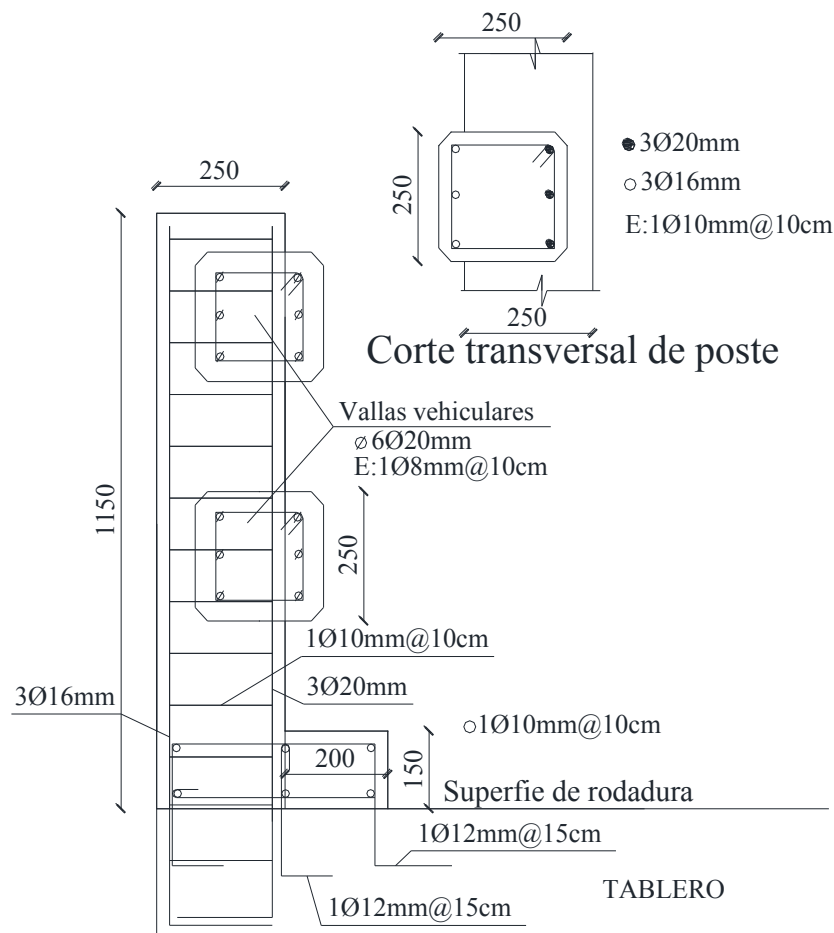
$$s : 11.37 \text{ cm} : 113.7 \text{ mm}$$

Colocamos el refuerzo por corte longitudinalmente en el bordillo:

$$1\phi 10 \text{ mm} @ 100 \text{ mm}$$

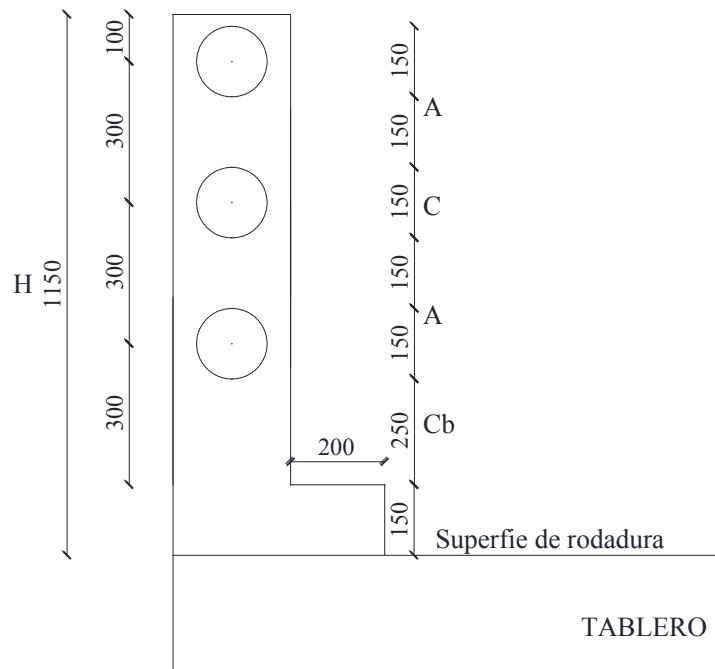
### Resultado del diseño de la protección vehicular con poste y vallas de hormigón armado:

La protección vehicular lateral está determinada de la siguiente manera:



**Figura.5.108** corte transversal de protección lateral con postes y vallas vehiculares de hormigón armado

### b.3. Protección lateral vehicular con postes de hormigón armado y vallas vehiculares metálicas.



**Figura 5.109** Dimensiones de protección lateral (milímetros)

Se dispone un entramado de postes de hormigón armado y 3 vallas vehiculares con tubo circular de acero, las vallas vehiculares son de 150mm de diámetro, el poste es de 250mmx250mm y posee una altura de 1000mm, la altura del bordillo es de 150mm y el ancho de este de 200mm, la protección se divide en módulos de 6000mm, con tres tramos de 2000mm medidos entre ejes de los postes.

Para determinar estas dimensiones se tiene en consideración los siguientes requisitos basados en las Especificaciones AASHTO LRFD [7]:  
Chequeamos las tres condiciones siguientes:

1.- El ancho total de la valla o las vallas vehiculares,  $\sum A$ , no debe ser menor que el 25% de la altura de la protección lateral.

$$\sum A = 100 + 100 + 100$$

$$\sum A = 300$$

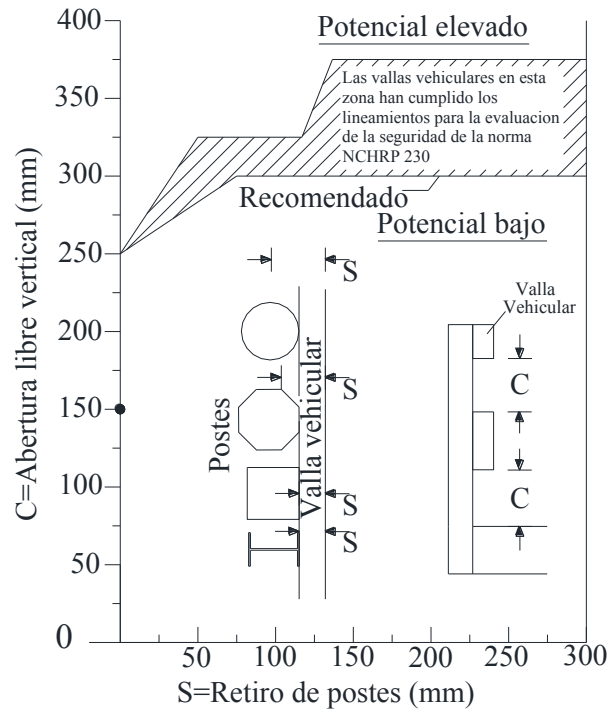
$$0.25H = 0.25 * 1150 = 287,5$$

$$300 > 287,5 \text{ o.k}$$

2. La abertura libre vertical C, y el retiro de los postes S debe estar dentro o por debajo del área sombreada que se indica en la respectiva figura 5.110

$$C = 150\text{mm}$$

$$S = 0$$



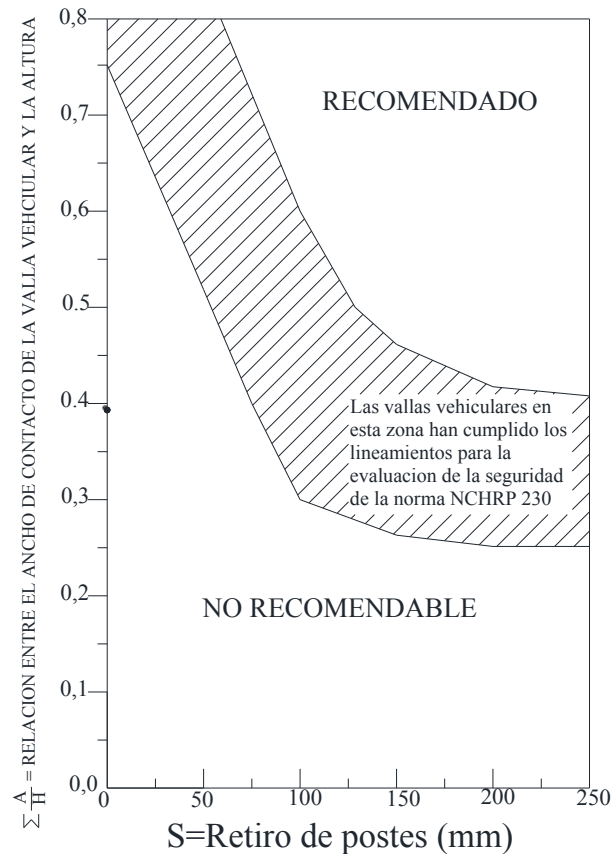
**Figura 5.110** Potencial de impacto de las ruedas, paragolpes o capó contra los postes [7]

Se puede ver que el retiro de los postes elegido y la abertura libre vertical en la protección están de acuerdo a las consideraciones establecidas.

2. En el caso de las protecciones con postes, la combinación de  $\sum A/H$  y el retiro de los postes S debe estar dentro o por encima del área sombreada de la figura 5.111.

$$\sum A/H = \frac{150}{1150} + \frac{150}{1150} + \frac{150}{1150}$$

$$\sum A/H = 0,39$$



**Figura 5.111** Criterios para determinar el retiro de los postes [7]

Se puede ver que el retiro de los postes es cero y la relación entre ancho de contacto de la valla vehicular y la altura en la protección no están de acuerdo a las consideraciones establecidas, para que las vallas vehiculares cumplan con esta condición se deberían proveer 9 vallas vehiculares distribuidas en la altura de la protección lo cual no es práctico, por esa razón no se tendrá en cuenta esta condición en el diseño de la protección lateral.

Se debe determinar la ubicación de la resultante que sea igual o superior a la altura efectiva para la protección de nivel TL-4

$$Y_{cg} \geq H_e$$

Dónde:

$Y_{cg}$  : Ubicación de la resultante de fuerzas resistentes

$H_e$ : Altura efectiva de fuerza de vuelco para el nivel TL-4

$$H_e = 810mm$$

Las dos vallas vehiculares serán de igual resistencia por lo tanto:

$$Y_{cg} = 810mm$$



Se cumple la condición:  $Y_{cg} = H_e$

**Especificaciones de los materiales:** El material seleccionado el poste y el bordillo es hormigón armado y se utiliza:

Acero en barras corrugadas de refuerzo con Límite de fluencia  $f_y = 420$  MPa ( $4200 \text{ kg/cm}^2$ ) y Hormigón de Resistencia a la compresión simple  $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$  ( $20.6 \text{ Mpa}$ )

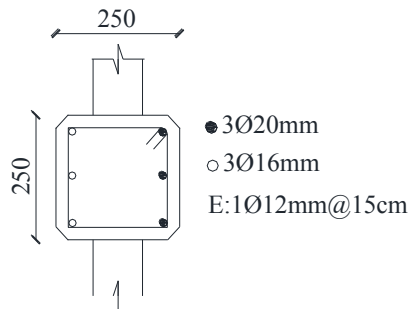
El material seleccionado para vallas vehiculares (tubos circulares) es acero de grado A36 según la norma ASTM [28], cuyas especificaciones son:

Densidad de  $7860 \text{ kg/m}^3$  ( $0.28 \text{ lb/in}^3$ )

Límite de fluencia de  $250 \text{ MPA}$  ( $36 \text{ ksi}$ ),

Límite de rotura de  $410 \text{ MPA}$  ( $58 \text{ ksi}$ ).

**Para el poste tenemos:** Un poste rectangular de hormigón armado de  $250 \text{ mm} \times 250 \text{ mm}$  y armadura como se muestra en la figura 5.112.



**Figura 5.112** Dimensiones y armado de poste

$$A_s = 942 \text{ mm}^2$$

$$A'_s = 603 \text{ mm}^2$$

Recubrimiento:  $r = 40 \text{ mm}$

Para el poste: determinamos el momento resistente positivo y el negativo en base del  $A_s^+$ ,  $A_s^-$  y de las alturas efectivas correspondientes.

a). Para el  $A_s$  positivo:

$$A_s^+ = 3Ø16 \text{ mm} = 603 \text{ mm}^2$$

$$d^+ = 250 - 40 - 10 - \frac{16}{2} = 192 \text{ mm}$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \times f'_c \cdot b} \quad (5.84)$$

$$a = \frac{603 \times 420}{0.85 \times 20,6 \times 250}$$

$$a = 57,85 \text{ mm}$$

$$\phi M^+ = \phi \cdot A_s \cdot f_y \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right) \quad (5.85)$$

$$\phi M_n^+ = 1,0 \cdot (603) \cdot 420 \cdot \left( 192 - \frac{57,85}{2} \right)$$

$$\phi M_n^+ = 41,30 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

b). Para el  $A_s$  negativo:

$$A_s^- = 3\phi 20 \text{ mm} = 942 \text{ mm}^2$$

$$d^- = 250 - 40 - 10 - \frac{20}{2} = 190 \text{ mm}$$

$$\phi M^- = \phi \cdot A_s \cdot f_y \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right) \quad (5.85)$$

$$\phi M_n^- = 1,0 \cdot (942) \cdot 420 \cdot \left( 190 - \frac{57,85}{2} \right)$$

$$\phi M_n^- = 63,73 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

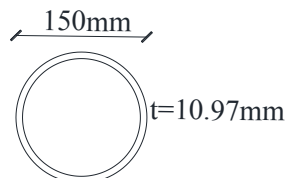
El momento resistente del poste se puede considerar igual al valor promedio:

$$\phi M_{n-\text{poste}} = \frac{M_n^+ + M_n^-}{2} \quad (5.86)$$

$$\phi M_{n-\text{poste}} = \frac{41,30 + 63,73}{2} \times 10^6$$

$$\phi M_{n-\text{poste}} = 52,52 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

**Para la valla vehicular tenemos:** Una valla vehicular de acero, tubo circular 150mm de diámetro y 10.97mm de espesor y armadura como se muestra en la figura 5.104



**Figura 5.113** Dimensiones y armado de valla vehicular

Perfil circular de 6" x 0.432" Extra Strong (extra fuerte)

Características de la sección elegida:

Área :  $A = 8,40 \text{ pulg}^2 (5419,3 \text{ mm}^2)$

Inercia :  $I = 40,5 \text{ pulg}^4 (16857372,7 \text{ cm}^4)$

Módulo resistente :  $Z = 12,2 \text{ pulg}^3 (199922,2 \text{ mm}^3)$

Radio de giro :  $r = 2,19 \text{ pulg} (55,63 \text{ mm})$

Espesor :  $t = 0,432 \text{ pulg} (10,97 \text{ mm})$

Para las vallas vehiculares determinamos el momento resistente de la sección en base del módulo resistente.

Para la valla vehicular utilizamos acero A36 con un  $F_y = 36000 \text{ lb/pulg}^2 (248.21 \text{ Mpa}), (248.21 \text{ N/mm}^2)$ .

$$M_n = F_y Z \quad (5.71)$$

$$M_n = 248,21 * 199922.2$$

$$M_n = 49,62 \times 10^6 \text{ N.mm}$$

$$\phi M_n = 0,9 * 49,62 \times 10^6 \text{ N.mm}$$

$$\phi M_n = 44,66 \times 10^6 \text{ N.mm}$$

$$\phi M_{n-vallas} = 3 * 44,66 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$\phi M_{n-vallas} = 133,98 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm} = M_p$$

Con estos valores de momento determinamos la resistencia de la protección a la fuerza transversal de choque.

Determinamos el valor de la resistencia a la carga transversal de un poste

$$P_p = \frac{\phi M_{n-poste}}{H_e} \quad (5.94)$$

Dónde:

$P_p$ : Resistencia ultima de la carga transversal de un único poste ubicada a una altura  $Y_{cg}$  por encima del tablero

$$P_p = \frac{52,52 \times 10^6 \text{ N.mm}}{810 \text{ mm}}$$

$$P_p = 64839,5 \text{ N}$$

La separación entre postes es de 2m: 2000mm

La longitud de distribución de la fuerza transversal es  $L_t = 1070 \text{ mm}$ .

En la parte central del puente se determina el valor de la resistencia de la protección para los tres modos de falla posibles como lo indican las especificaciones AASHTO LRFD [7], (ver capítulo 4).

**1.- Modo de falla para un tramo:**

$$R = \frac{16M_p}{2NL - L_t} \quad (5.95)$$

$$R = \frac{16 * 133,98 \times 10^6}{2 * 1 * 2000 - 1070}$$

$$R = 731632N(731,6kN)$$

**2.- Modo de falla para dos tramos:**

$$R = \frac{16M_p + N^2 P_p L}{2NL - L_t} \quad (4.15)$$

$$R = \frac{16 * 133,98 \times 10^6 N - mm + 2^2 * 64839,5 N * 2000mm}{2 * 2 * 2000mm - 1070mm}$$

$$R = 384184 N(384.18kN)$$

**3.- Modo de falla para tres tramos:**

$$R = \frac{16M_p + (N-1)(N+1)P_p L}{2NL - L_t} \quad (4.15)$$

$$R = \frac{16 * 133,98 \times 10^6 N - mm + (3-1)(3+1) * 64839,5 N * 2000mm}{2 * 3 * 2000mm - 1070mm}$$

$$R = 291044N(291,04kN)$$

Para determinar la resistencia de la protección lateral se toma la menor resistencia de los tres modos de falla posible.

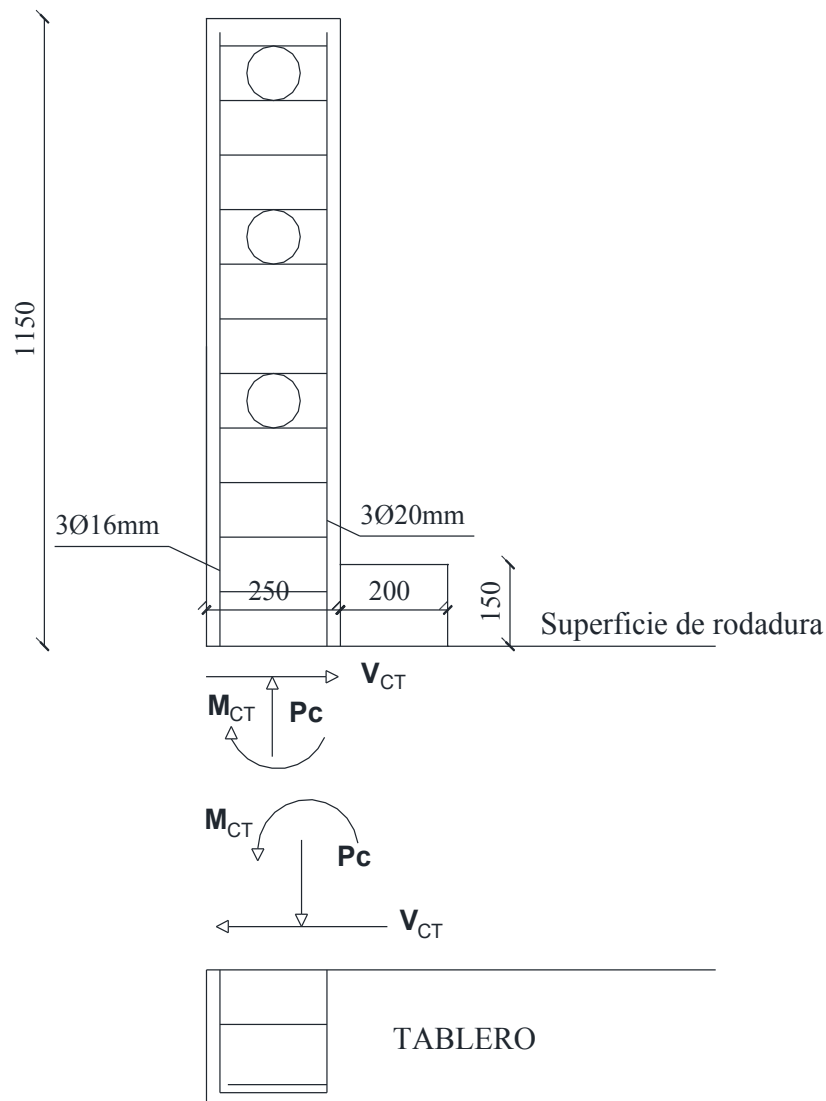
Verificamos que se cumplan las restricciones establecidas para las protecciones vehiculares de comportamiento TL-4

$$R \geq F_T = 240kN$$

$$291,04kN > 240kN$$

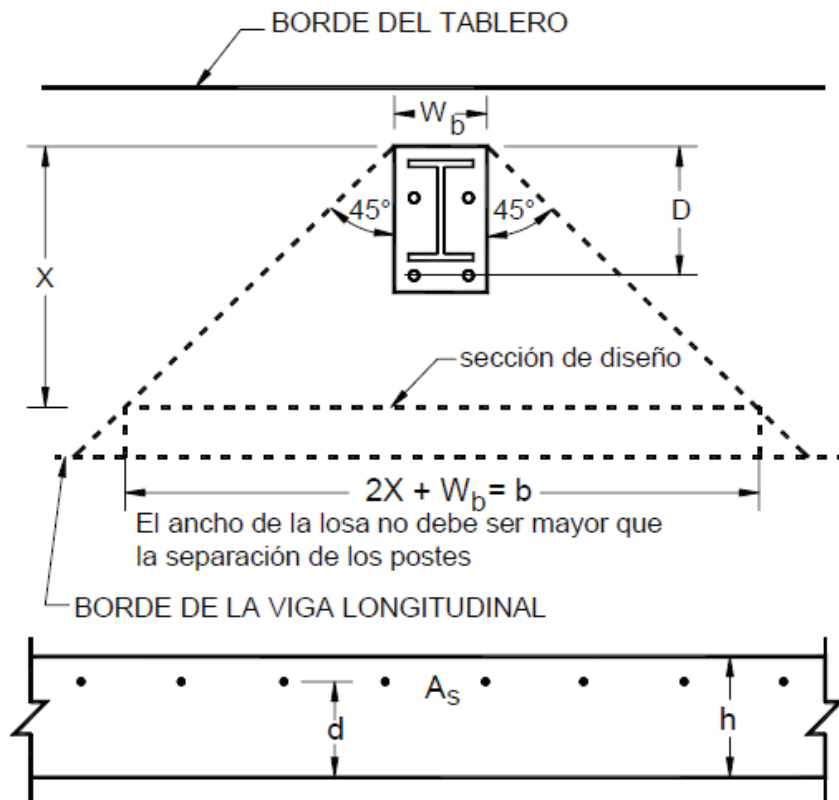
La Resistencia Nominal a la carga transversal es mayor que la Fuerza Transversal Estandarizada prevista para el comportamiento de una protección lateral vehicular tipo 4 (TL-4).

**Transferencia de corte entre poste y tablero:** La carga  $R$  debe ser transferida a través de una junta (fría) por esfuerzo cortante de fricción en la sección crítica donde se desarrolla  $V_{CT}$ , como se ve en la figura 5.114, si consideramos que  $V_{CT}$  = fuerza de corte en la base del parapeto debida al choque vehicular y esta es igual a  $T$  (fuerza de tracción por metro lineal de tablero) [7], entonces:



**Figura 5.114** Análisis de transferencia de corte entre poste y tablero

$$T = V_{CT} = \frac{P_p}{W_b + D} \quad (5.95)$$



**Figura 5.115** Longitud efectiva del voladizo para soportar las cargas concentradas de los postes [7]

$$T = \frac{264950}{250 + 210}$$

$$T = V_{CT} = 575,98N$$

La fuerza nominal  $V_n$  en la interfase [7] es:

$$V_n = c \cdot A_{cv} + \mu \cdot (A_{vf} \cdot f_y + P_c) \quad (5.91)$$

$$V_n \leq \begin{cases} K_1 \cdot f'_c \cdot A_{cv} \\ K_2 \cdot A_{cv} \end{cases}$$

$$A_{cv} = 250mm \cdot 250mm$$

$$A_{cv} = 62500mm^2$$

$$A_{vf} = 1545mm^2$$

$$c = 0,52Mpa$$

$$\mu = 0,6$$

$$K_1 = 0,2$$

$$K_2 = 5,5$$

El peso del poste es:

$$P_b = \delta_h g V \quad (5.92)$$

$$P_b = 2400 \times 10^{-9} \text{ kg/mm}^3 * 9800 \text{ mm/s}^2 * (1150 \text{ mm} * 250 \text{ mm} * 250 \text{ mm})$$

$$P_b = 1690,5 \text{ N}$$

El peso de las vallas vehiculares es:

$$P_1 = \delta_{acero} g V \quad (5.106)$$

$$P_1 = 7860 \times 10^{-9} \text{ kg/mm}^3 * 9800 \text{ mm/s}^2 * (2 * 2000 \text{ mm} * 5419,3 \text{ mm}^2)$$

$$P_1 = 1669,75 \text{ N}$$

$$P_c = P_b + P_1$$

$$P_c = 1690,5 + 1669,75$$

$$P_c = 3390,3 \text{ N}$$

Chequeamos las condiciones:

$$V_n = 0,52 \times 62500 + 0,6 \times (1545 \times 420 + 3390,3)$$

$$V_n = 423874 \text{ N}$$

$$V_n \leq 0,2 \cdot f_y \cdot A_{cv} = 0,2 \times 420 \times 62500 = 5\,250\,000 \text{ N}$$

$$V_n \leq 5,5 \cdot A_{cv} = 5,5 \times 62500 = 343\,750 \text{ N}$$

De esto se puede decir que el valor de  $V_n$  es aceptable.

Se tiene que chequear si  $V_n$  es mayor que la fuerza de corte producida por la colisión del vehículo con la protección  $V_{CT}$ .

$$423874 \text{ N} > 575,98 \text{ N}$$

Se debe establecer si la sección de la varilla de anclaje del poste con el tablero es suficiente para resistir las solicitaciones de anclaje.

A través del plano de corte el poste, según el diseño, se ancla al tablero través de las varillas que se introduce en la losa. Si en este caso se tiene tres varillas de  $\varnothing_v=20\text{mm}$  y 3 varillas de  $\varnothing_v=16\text{mm}$ , entonces,  $A_{vf} = 1545 \text{ mm}^2$ ; entonces es necesario verificar que se cumpla el requisito del  $A_v$  mínimo necesario:

$$A_{vf} \geq A_{v\min} = \frac{0,35 \cdot b_v \cdot s}{f_y} \quad (5.93)$$

Si  $b_v = 250 \text{ mm}$  y  $s = 67 \text{ mm}$

$$A_{v\min} = \frac{0,35 \times 250 \times 67}{420} = 13,95 \text{ mm}^2$$

$$1545 \text{ mm}^2 > 13,95 \text{ mm}^2 = A_{v\text{requerido}}$$

De esto se puede decir que el anclaje del poste es suficiente para el anclaje.

Se debe establecer la longitud de desarrollo de la varilla ( $l_{dh}$ ) :

Para una varilla con gancho [7] de  $f_y < 420$  MPa, la longitud básica de desarrollo  $l_{hb}$  es:

Para la varilla  $\phi_v=20$ mm:

$$l_{hb} = \frac{100 \times 20}{\sqrt{23,54}} = 412,22mm$$

$$l_{hb} = 412,22mm \geq \begin{cases} 8 \times 20 = 160mm \\ 150mm \end{cases}$$

Y la longitud de desarrollo total  $l_{dh}$  es:

$$l_{hb} = l_{hb} \times \text{Factores de modificación}$$

Por tanto:

$$l_{dh} = 412,22 * 0,7 * 1,0$$

$$l_{dh} = 288,55mm$$

Este valor es muy alto, en este caso existen dos alternativas: reajustar el diámetro de la varilla o aumentar la resistencia del hormigón del tablero, optamos por aumentar la resistencia del tablero a 30Mpa.

$$l_{hb} = \frac{100 \times 20}{\sqrt{30}} = 365.1mm$$

$$l_{dh} = 365 * 0.7 * 1.0$$

$$l_{dh} = 255mm$$

Se debe verificar del espacio disponible

Si el espesor de la losa del voladizo del tablero es  $t= 300$  mm y el recubrimiento  $r=40$  mm, la longitud de desarrollo es menor que la disponible de conformidad con la geometría del elemento:

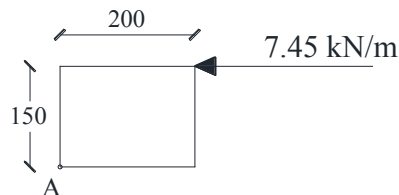
$$l_{dh} = 255 > t - r = 300 - 40 = 260mm$$

La longitud de desarrollo es menor que el espacio disponible en el tablero por lo que se acepta los 255mm de longitud de desarrollo dentro del tablero para la varilla de anclaje.



**Diseño de bordillo:** Determinamos las dimensiones del bordillo, y la cantidad de acero de refuerzo para resistir las solicitaciones ejercidas en él.

**Dimensiones del elemento:** El bordillo es de sección rectangular, con una altura de 150mm y un ancho de 200mm, estas dimensiones se toman de acuerdo a las Especificaciones AASHTO LRFD [7].



**Figura 5.116** Dimensiones y carga en bordillo

**Especificaciones de los materiales:** Para el bordillo utilizamos hormigón armado con:

**Acero en barras corrugadas de refuerzo:** Límite de fluencia  $f_y = 420$  MPa (4200kg/cm<sup>2</sup>)

**Hormigón:** Resistencia a la compresión simple  $f'_c = 210$  kg/cm<sup>2</sup>

**Solicitaciones:** La carga a la que está sometida el bordillo es una carga viva de 7,45kN ubicada en la parte superior del bordillo como se muestra en la figura 5.107, por lo tanto el factor de carga es 1.7, en este caso el momento al que está sometido el bordillo es:

$$M_u = 1,7 * 7,45kN * 150mm$$

$$M_u = 1899,8kN.mm$$

Determinamos la cuantía balanceada de refuerzo:

$$\rho_b = \frac{0.85\beta_1 f'_c}{f_y} \left( \frac{6000}{f_y + 6000} \right) \quad (5.96)$$

Donde:

$\rho_b$  : Cuantía balanceada de refuerzo.

$\beta_1$  : factor de equivalencia para la compresion

$f'_c$  : Resistencia del hormigón a la compresión

$f_y$  : Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo.

El factor  $\beta_1$  es igual a 0.85 para hormigones de resistencia entre 17 y 28 Mpa [31].

$$\rho_b = \frac{0,85 * 0,85 * 210 \text{ kg / cm}^2}{4200 \text{ kg / cm}^2} \left( \frac{6000}{4200 + 6000} \right)$$

$$\rho_b = 0,02125$$

Optamos por un diseño dúctil en este caso tenemos:

$$\rho = 0,75 \rho_b \quad (5.97)$$

Donde:

$\rho_b$  : Cuantia balanceada de refuerzo.

$\rho$  : cuantia de refuerzo.

$$\rho = 0,75 * 0,02125$$

$$\rho = 0,0159$$

Determinamos el indice de refuerzo:

$$\omega = \frac{\rho f_y}{f_c} \quad (5.98)$$

Donde:

$\omega$  : indice de refuerzo.

$f_c$  : Resistencia del hormigón a la compresión

$f_y$  : Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo.

$$\omega = \frac{0,0159 * 4200}{210}$$

$$\omega = 0,318$$

Determinamos factor de resistencia  $Ru$

$$Ru = \omega f_c (1 - 0,59 \omega) \quad (5.99)$$

Donde:

$Ru$  : Factor de resistencia

$\omega$  : indice de refuerzo.

$f_c$  : Resistencia del hormigón a la compresión

$$Ru = 0,318 * 210 (1 - 0,59 * 0,318)$$

$$Ru = 54,25 \text{ kg / cm}^2 (5,33 \text{ Mpa})$$

Determinamos la altura efectiva de la sección:

$$d = \sqrt{\frac{Mu}{\phi b Ru}} \quad (5.100)$$

Dónde:

$d$  : Altura efectiva de la sección.

$Mu$  : Momento ultimo.

$\phi$  : Factor de resistencia para la flexion = 0,9

$b$  : Ancho de la sección

En un metro de bordillo tenemos:

$$d = \sqrt{\frac{1899800 N.mm}{0,9 * 5,33 * 1000}}$$

$$d = 19,9 mm$$

La altura efectiva es menor que la altura del bordillo por lo que determinamos el área de acero de refuerzo necesaria para el bordillo.

$$As = \rho b d \quad (5.101)$$

Dónde:

$As$ : Área de acero de refuerzo.

$d$  : Altura efectiva de la sección.

$b$  : Ancho de la sección.

En un metro de bordillo tendremos:

$$As = 0.0159 * 19.9 mm * 1000 mm$$

$$As = 316.41 mm^2$$

$$As : 1\phi 10 mm @ 200 mm$$

Chequeamos el área mínima de refuerzo:

$$As_{min} = \frac{14}{f_y} b d \quad (5.53)$$

$$As_{min} = \frac{14}{420} 1000 * 19.9$$

$$As_{min} = 663 mm^2$$

$$As < As_{min}$$

El área mínima de refuerzo es mayor que el área de refuerzo calculada, por esta razón el área de refuerzo es el área mínima.

$$A_s = 663 \text{ mm}^2$$

$$A_s : 1\phi 12 \text{ mm} @ 150 \text{ mm}$$

### Análisis del bordillo a esfuerzo cortante

La fuerza de corte a la que está sometido el poste es de 7.45 kN en un ancho unitario de 1 metro.

$$V_u = 1,7 * 7,45 \text{ kN}$$

$$V_u = 12,67 \text{ kN}$$

$$V_n = \frac{V_u}{\phi_v} \quad (5.102)$$

Dónde:

$V_n$ : Fuerza nominal de corte

$V_u$ : Fuerza ultima de corte

$\phi_v$ : Factor de reduccion de resitencia para corte.

$$V_n = \frac{12,67 \text{ kN}}{0,85}$$

$$V_n = 14,91 \text{ kN}$$

$$V_c = 0.53 \lambda \sqrt{f'_c} b_w d \quad (5.103)$$

Dónde:

$V_c$ : Fuerza de corte resistida por el hormigón.

$\lambda$ : Factor de modificación, 0,85 para hormigones livianos y 1 para hormigones ordinarios.

$f'_c$ : Resistencia del hormigón.

$b_w$ : Ancho de la sección.

$d$ : Altura efectiva de la sección

$$V_c = 0,53 * 1 * \sqrt{20,4} * 1000 * 154$$

$$V_c = 368,36 \text{ kN}$$

La sección de hormigón provista para el bordillo es suficiente para resistir la fuerza de corte:

$$V_c > V_n$$

$$368,36 \text{ kN} > 14,91 \text{ kN}$$

En este caso colocamos refuerzo mínimo por corte:

$$A_{v_{\min}} = \frac{0.2 \sqrt{f'_c} b_w s}{f_y} \quad (5.104)$$

Dónde:

$A_{v_{\min}}$ : Área mínima de refuerzo por corte

$f'_c$ : Resistencia del hormigón.

$f'_c$ : Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo

$b_w$ : Ancho de la sección.

$s$ : Separación del refuerzo

Despejando el valor de  $s$  en la ecuación 5.104 tenemos el espaciamiento necesario para un área de refuerzo asignada.

$$s = \frac{A_{v_{\min}} f_y}{0.2 \sqrt{f'_c} b_w} \quad (5.105)$$

Para un refuerzo de 10mm,  $A_v = 0.785 \text{ cm}^2$ :

$$s = \frac{0,785 \text{ cm}^2 * 4200 \text{ kg / cm}^2}{0,2 \sqrt{210} * 100 \text{ cm}}$$

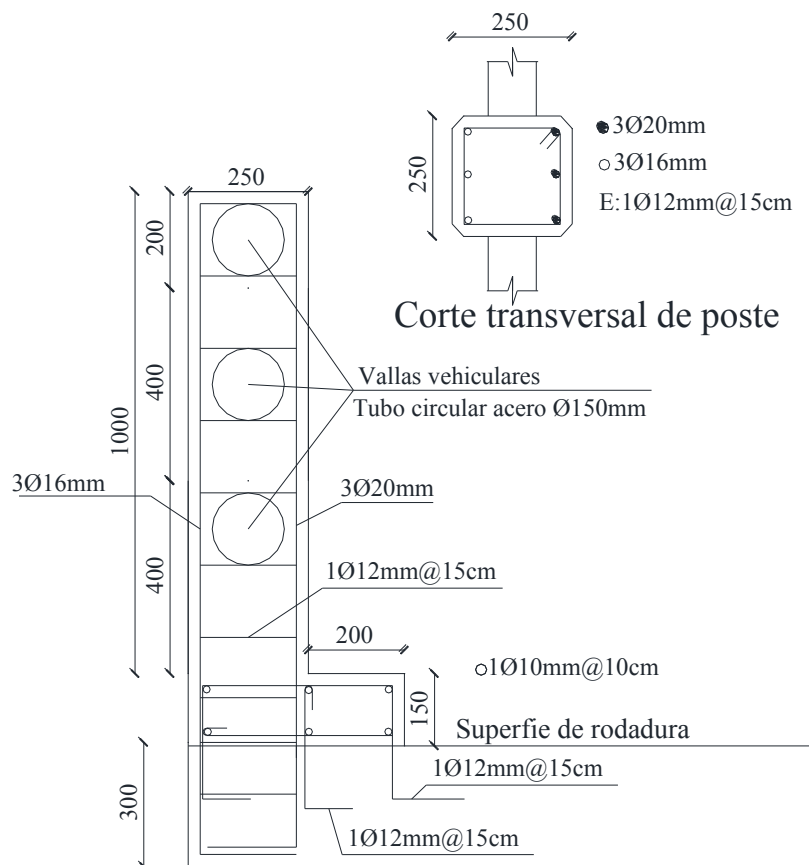
$$s : 11,37 \text{ cm} : 113,7 \text{ mm}$$

Colocamos el refuerzo por corte longitudinalmente en el bordillo:

$$1\phi 10 \text{ mm} @ 100 \text{ mm}$$

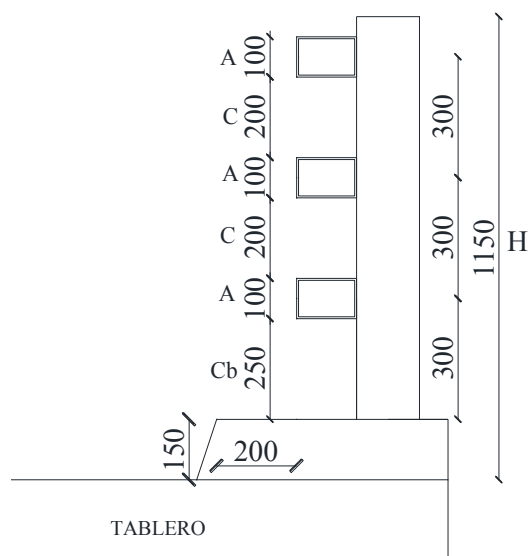
### **Resultado del diseño de la protección vehicular con poste de hormigón armado y vallas vehiculares de acero:**

La protección vehicular lateral está determinada de la siguiente manera:



**Figura 5.117** Corte transversal de protección lateral con poste de hormigón y vallas vehiculares de acero

#### **b.4. Protección lateral vehicular con postes y vallas vehiculares de acero**



**Figura 5.118** Dimensiones de protección lateral

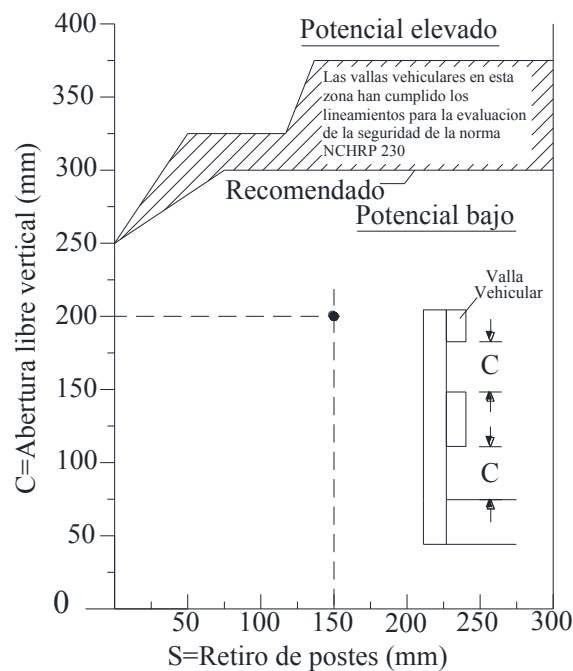
Se dispone un entramado de postes y 3 vallas vehiculares de acero, las vallas vehiculares son tubos rectangulares de 150mmx100mm, el poste es un perfil H y posee una altura de 1000mm, la altura del bordillo es de 150mm y el ancho de este de 200mm, la protección se divide en módulos de 6000mm, con tres tramos de 2000mm medidos entre ejes de los postes.

Para determinar estas dimensiones se tiene en consideración los siguientes requisitos basados en las Especificaciones AASHTO LRFD [7]:  
Chequeamos las tres condiciones siguientes:

1.- El ancho total de la valla o las vallas vehiculares,  $\sum A$ , no debe ser menor que el 25% de la altura de la protección lateral.

$$\begin{aligned}\sum A &= 100 + 100 + 100 \\ \sum A &= 300 \\ 0.25H &= 0.25 * 1150 = 287,5 \\ 300 &> 287,5 \text{ o.k}\end{aligned}$$

2. La abertura libre vertical C, y el retiro de los postes S deberá estar dentro o por debajo del área sombreada que se indica en la respectiva figura 5.119. C = 200mm, S = 150mm



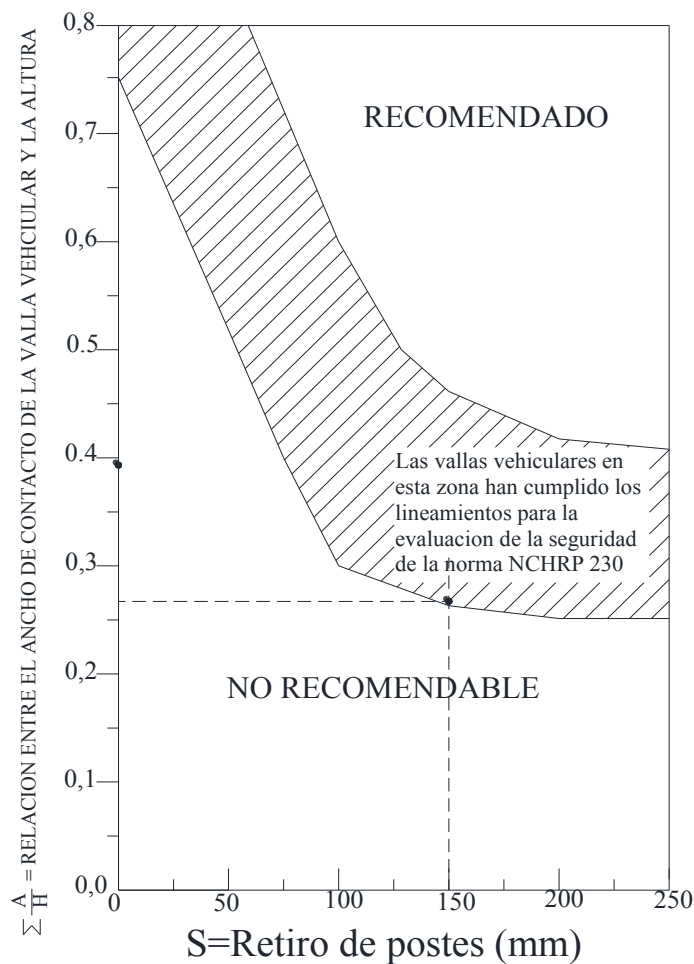
**Figura 5.119** Potencial de impacto de las ruedas, paragolpes o capó contra los postes [7]

Se puede ver que el retiro de los postes elegido y la abertura libre vertical en la protección están de acuerdo a las consideraciones establecidas.

3. En el caso de las protecciones con postes, la combinación de  $\sum A/H$  y el retiro de los postes  $S$  deberá estar dentro o por encima del área sombreada de la figura 5.120

$$\sum A/H = \frac{100}{1150} + \frac{100}{1150} + \frac{100}{1150}$$

$$\sum A/H = 0.26$$



**Figura 5.120** Criterios para determinar el retiro de los postes [7]

Se puede ver que el retiro de los postes elegido y la relación entre ancho de contacto de la valla vehicular y la altura en la protección están de acuerdo a las consideraciones establecidas.

Se debe determinar la ubicación de la resultante que sea igual o superior a la altura efectiva para la protección de nivel TL-4



$$Y_{cg} \geq H_e$$

Dónde:

$Y_{cg}$  : Ubicación de la resultante de fuerzas resistentes

$H_e$ : Altura efectiva de fuerza de vuelco para el nivel TL-4 [7].

$$H_e = 810mm$$

Las tres vallas vehiculares son de igual resistencia por lo tanto:

$$Y_{cg} = 810mm$$

Se cumple la condición:  $Y_{cg} = H_e$

**Especificaciones del material para protección lateral vehicular de acero:** El material seleccionado para postes (perfiles) y vallas vehiculares (tubos rectangulares) y placas base es acero de grado A36 según la norma ASTM [28], cuyas especificaciones son:

Densidad de 7860 kg/m<sup>3</sup> (0,28 lb/in<sup>3</sup>)

Límite de fluencia de 248,21 MPA (36 ksi),

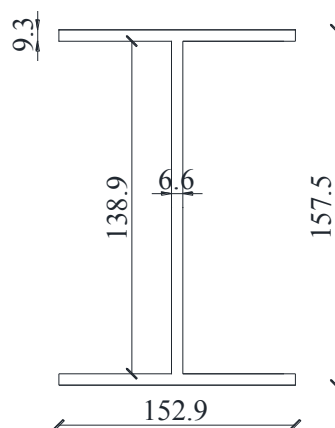
Límite de rotura de 410 MPa (58 ksi).

Para el bordillo utilizamos hormigón armado con:

**Acero en barras corrugadas de refuerzo:** Límite de fluencia  $f_y = 420$  MPa (4200kg/cm<sup>2</sup>)

**Hormigón:** Resistencia a la compresión simple  $f'_c = 210$ kg/cm<sup>2</sup>

**Para el poste tenemos:** Un perfil H de acero como se muestra en la figura 5.121.



**Figura 5.121** Características de la sección

En la tabla 1-28 W SHAPES [23] para perfiles H se obtiene la sección:

Perfil W 6 x 20

Características de la sección elegida:

$$d : 6,20 \text{ pulg}(15,75 \text{ cm})$$

$$\text{Espesor del alma} : t_w = 0,260 \text{ pulg}(0,66 \text{ cm})$$

$$\text{Ancho del ala} : b_f = 6,020 \text{ pulg}(15,29 \text{ cm})$$

$$\text{Espesor del ala} : t_f = 0,365 \text{ pulg}(0,93 \text{ cm})$$

$$\text{Área} : A = 5,87 \text{ pulg}^2(22,71 \text{ cm}^2)$$

$$\text{Inercia} : I_x = 41,4 \text{ pulg}^4(1723,20 \text{ cm}^4)$$

$$\text{Inercia} : I_y = 13,3 \text{ pulg}^4(553,59 \text{ cm}^4)$$

$$\text{Módulo resistente} : S_x = 13,4 \text{ pulg}^3(219,59 \text{ cm}^3)$$

$$\text{Módulo resistente} : S_y = 4,41 \text{ pulg}^3(72,27 \text{ cm}^3)$$

$$\text{Radio de giro} : r_x = 2,66 \text{ pulg}(6,76 \text{ cm})$$

$$\text{Radio de giro} : r_y = 1,50 \text{ pulg}(3,81 \text{ cm})$$

$$\text{Radio de giro de la sección en compresión} : r_T = 1,64 \text{ pulg}(4,17 \text{ cm})$$

Para el poste: determinamos el momento resistente en base al módulo resistente de la sección elegida.

Para el poste utilizamos acero A36 con un  $F_y = 36000 \text{ lb/pulg}^2$  (248,21Mp), (248,21 N/mm<sup>2</sup>).

$$M_n = F_y Z \quad (5.57)$$

$$M_n = 248,21 \cdot 259590$$

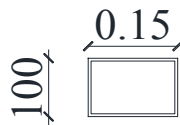
$$M_n = 64,43 \times 10^6 \text{ N}\cdot\text{mm}$$

$$\phi M_n = 0,9 \cdot 64,43 \times 10^6 \text{ N}\cdot\text{mm}$$

$$\phi M_n = 57,99 \times 10^6 \text{ N}\cdot\text{mm}$$

$$\phi M_{n-\text{poste}} = 57,99 \times 10^6 \text{ N}\cdot\text{mm}$$

**Para la valla vehicular tenemos:**



**Figura 5.122** Dimensiones de valla vehicular

Tubo rectangular de 6" x 4" x 0,375"

Características de la sección elegida:

$$\text{Área} : A = 6,58 \text{ pulg}^2(4245,1 \text{ mm}^2)$$

$$\text{Inercia} : I_x = 29,7 \text{ pulg}^4(12362073 \text{ mm}^4)$$

$$\text{Inercia} : I_y = 15,6 \text{ pulg}^4(6493210 \text{ mm}^4)$$

Módulo resistente :  $S_x = 9,90 \text{ pu lg}^3 (162\,231,9 \text{ mm}^3)$

Módulo resistente :  $S_y = 7,82 \text{ pu lg}^3 (128\,146,8 \text{ mm}^3)$

Radio de girro :  $r_x = 2,13 \text{ pu lg} (54,10 \text{ mm})$

Radio de girro :  $r_y = 1,54 \text{ pu lg} (39,12 \text{ mm})$

Espesor :  $t = 0,375 \text{ pu lg} (9,53 \text{ mm})$

Para las vallas vehiculares determinamos el momento resistente de la sección en base del módulo resistente.

Para la valla vehicular utilizaremos acero A36 con un  $F_y = 36000 \text{ lb/pulg}^2$  ( $248.21 \text{ Mpa}$ ), ( $248,21 \text{ N/mm}^2$ ).

$$M_n = F_y Z \quad (5.71)$$

$$M_n = 248,21 * 162231,9$$

$$M_n = 40,27 \times 10^6 \text{ N.mm}$$

$$\phi M_n = 0,9 * 40,27 \times 10^6 \text{ N.mm}$$

$$\phi M_n = 36,24 \times 10^6 \text{ N.mm}$$

$$\phi M_{n-vallas} = 3 * 36,24 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$\phi M_{n-vallas} = 108,72 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm} = M_p$$

Con estos valores de momento determinamos la resistencia de la protección a la fuerza transversal de choque.

Determinamos el valor de la resistencia de la carga transversal de un poste

$$P_p = \frac{\phi M_{n-poste}}{H_e} \quad (5.94)$$

Dónde:

$P_p$ : Resistencia ultima de la carga transversal de un único poste ubicada a una altura  $Y_{cg}$  por encima del tablero

$$P_p = \frac{57,99 \times 10^6 \text{ N} - \text{mm}}{810 \text{ mm}}$$

$$P_p = 71592,6 \text{ N}$$

La separación entre postes es de 2m (2000mm)

La longitud de distribución de la fuerza transversal es  $L_t = 1070 \text{ mm}$

En la parte central del puente se determina el valor de la resistencia de la protección para los tres modos de falla posibles como lo indican las especificaciones AASHTO LRFD [7], (ver capítulo 4)

### 1.- Modo de falla para un tramo:

$$R = \frac{16M_p}{2NL - L_t} \quad (5.95)$$

$$R = \frac{16 * 108,72 \times 10^6}{2 * 1 * 2000 - 1070}$$
$$R = 593\,692,8N (593.69kN)$$

### 2.- Modo de falla para dos tramos:

$$R = \frac{16M_p + N^2 P_p L}{2NL - L_t} \quad (4.15)$$

$$R = \frac{16 * 108,72 \times 10^6 N - mm + 2^2 * 71592,6N * 2000mm}{2 * 2 * 2000mm - 1070mm}$$
$$R = 333\,660 N (333,66kN)$$

### 3.- Modo de falla para tres tramos:

$$R = \frac{16M_p + (N-1)(N+1)P_p L}{2NL - L_t} \quad (4.15)$$

$$R = \frac{16 * 108,72 \times 10^6 N - mm + (3-1)(3+1) * 79512,6N * 2000mm}{2 * 3 * 2000mm - 1070mm}$$
$$R = 275\,546N (275.55kN)$$

Para determinar la resistencia de la protección lateral se toma la menor resistencia de los tres modos de falla posible.

Verificamos que se cumplan las restricciones establecidas para las protecciones vehiculares de comportamiento TL-4.

$$R \geq F_T = 240kN$$
$$275,55kN > 240kN$$

La Resistencia Nominal a la carga transversal es mayor que la Fuerza Transversal Estandarizada prevista para el comportamiento de una protección lateral vehicular tipo 4 (TL-4).

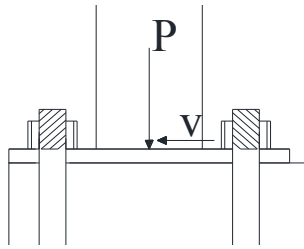
### Diseño de placa base

El material seleccionado para las placas base es acero de grado A36 según la norma ASTM [28], cuyas especificaciones son:

Densidad de 7860 kg/m<sup>3</sup> (0,28 lb/in<sup>3</sup>)

Límite de fluencia de 250 MPA (36 ksi),

Límite de rotura de 410 MPa (58 ksi).



**Figura 5.123** Cargas en Placa base

**Cargas y solicitaciones:** La carga  $P$  está determinada por el peso del poste y vallas vehiculares además de la carga vertical  $F_v$  de 80000N distribuida en 5500mm en cada valla vehicular, como se indica en la tabla 5.1, en este caso se tiene 3 vallas vehiculares.

$$P_1 = 3 * 80\,000\,N$$

$$P_1 = 240\,000\,N$$

$$P_2 = A * \delta_{\text{acero}} * H$$

Donde :

$P_2$  : Peso del poste

$\delta_{\text{acero}}$  : Densidad del acero = 7860kg / m<sup>3</sup>

$A$  : Area del perfil

$H$  : Altura del poste

$$P_2 = 0,0023\,m^2 * 7860\,kg / m^3 * 1,0\,m$$

$$P_2 = 18,08\,kg(180\,N)$$

$$P_3 = 3 * 0,0042\,m^2 * 7860\,kg / m^3 * 2,0\,m$$

$$\text{Peso de vallas vehiculares : } P_3 = 198,1\,kg(1940\,N)$$

$$P = P_1 + P_2 + P_3$$

$$P = 240\,000 + 180 + 1940$$

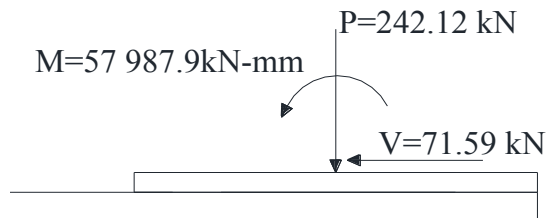
$$P = 242\,120\,N$$

El momento en el poste está dado por la fuerza transversal multiplicada por la altura  $H_e$ .

$$M = P_p * H_e$$

$$M = 71,59\,kN * 810\,mm$$

$$M = 57\,987,9\,kN.mm$$



**Figura 5.124** Solicitaciones en placa base

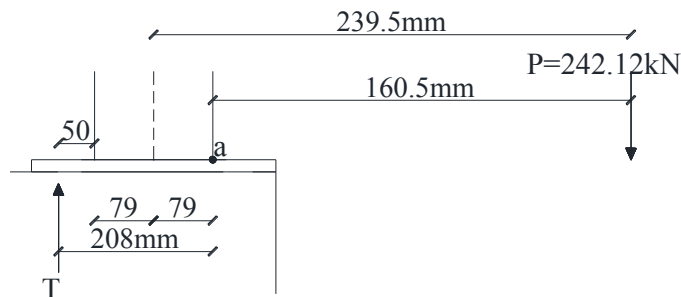
Para estas solicitaciones determinamos el valor de excentricidad  $e$ .

$$e = \frac{M}{P} \quad (5.14)$$

$$e = \frac{57987,9 \text{ kN} \cdot \text{mm}}{242,12 \text{ kN}}$$

$$e = 239,5 \text{ mm}$$

La resultante se sitúa fuera del  $1/3$  del ala del poste, debido a esto tomamos momentos con respecto al punto extremo del poste ya que el momento es absorbido por los pernos de anclaje.



**Figura 5.125** Análisis para pernos de anclaje sometidos a tensión

Tomamos momentos con respecto al punto (a) que es el lado exterior del poste.

$$P \cdot 160,50 = T \cdot 208$$

$$T = \frac{242,12 \text{ kN} \cdot 160,50 \text{ mm}}{208 \text{ mm}}$$

$$T = 186,8 \text{ kN}$$

Los pernos deben absorber la fuerza  $T$ , si usamos pernos de  $58 \text{ ksi} = 399.9 \text{ Mpa} = 399.9 \text{ N/mm}^2$

El área requerida para el perno es:

$$A_{\text{perno}} = \frac{T}{0.75 \phi F_{\text{perno}}} \quad (5.77)$$

Donde :

$A_{perno}$  : Area requerida para perno

$F_{perno}$  : esfuerzo de fluencia de perno

$\phi$  : Factor de reduccion de resistencia

$$A_{perno} = \frac{186800N}{0,75 * 0,75 * 399,9 N / mm^2}$$
$$A_{perno} = 830,4 mm^2$$

Usamos 3 pernos de  $\Phi 19mm$ ,  $A=850,59mm^2$

Asumimos una distribución triangular de presión bajo la placa base y en ese caso la carga ejercida sobre la placa es:

$$P_{Total} = 186,8 + 242,12$$
$$P_{Total} = 428,92 kN$$

La placa está apoyada sobre el tablero de hormigón.

Si adoptamos que el tablero de hormigón tiene una resistencia de diseño de  $f'_c = 240 kg/cm^2$  ( $23.54 Mpa = 23.54 N/mm^2$ ).

$$F_p = 1.7 f'_c \quad (5.78)$$

$$A_p = \frac{P_{Total}}{\phi_c F_p} \quad (5.79)$$

Donde :

$A_p$  : Area de placa base

$f'_c$  : Resistencia a la compresion del hormigon

$P_{Total}$  = Carga a la que esta sometida la placa base

$\phi_c$  = factor de resistencia para aplastamiento en hormigon

$$A_p = \frac{428920N}{0,6 * 1,7 * 23,54 N / mm^2}$$
$$A_p = 17863,6 mm^2$$

Si el ancho B y el largo L de la placa base es el mismo, entonces necesitamos una placa de 133mm x 133mm, la cual es muy pequeña para alojar al poste, por esta razón usamos una placa base de 250mm x 200mm.

El valor del esfuerzo en el hormigón del tablero del puente donde se apoya la placa base es:

$$q = \frac{428920N}{250mm * 200mm}$$

$$q = 8,58N / mm^2$$

La el esfuerzo admisible de aplastamiento en el hormigón es:

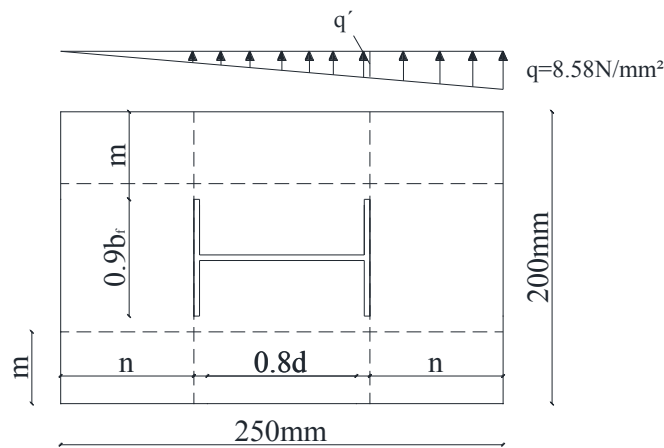
$$q_{adm} = 0.85 f'c \quad (5.80)$$

$$q_{adm} = 0,85 * 240kg / cm^2$$

$$q_{adm} = 204Kg / cm^2 (20Mpa)$$

$$8,58Mpa < 20Mpa$$

La presión ejercida en el hormigón del tablero es menor que la admisible por tanto se elige la placa de 250mm x 200mm para la base del poste.



**Figura 5.126** Presión en placa base

El valor de  $q'$  es la presión ejercida en la placa a la distancia  $n$  desde el filo de la placa y la determinamos mediante relación de triángulos.

Determinamos la dimensión  $n$  para así establecer el momento que soporta la placa ya que en este sector el momento es crítico

$$2n + 0.8d = 250$$

$$n = \frac{250 - 0.8 * 157,5}{2}$$

$$n = 62mm$$

$$q' = 6.45N / mm^2$$

El momento en la placa base es igual a:



$$m = \frac{(q - q')n^2}{3} + \frac{q'n^2}{2} \quad (5.81)$$

$$m = \frac{(8,58 - 6,45) * (62mm)^2}{3} + \frac{(8,58) * (62mm)^2}{2}$$

$m = 19220 N.mm$  para 200mm de placa

El espesor de la placa está dado por la expresión 5.82:

$$t = \left( \frac{6m}{\phi_b F_y} \right)^{1/2} \quad (5.82)$$

Donde:

$t$ : espesor de la placa

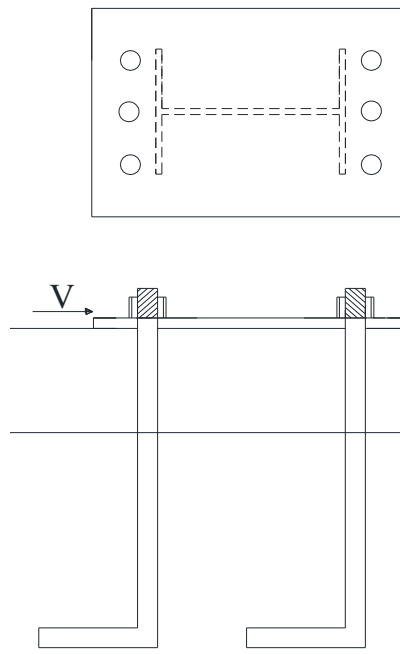
$m$ : Momento de flexion en la placa base

$\phi_b$ : factor de resistencia : 0,9

$$t = \left( \frac{6 * 19220}{0,9 * 248,21 N / mm^2} \right)^{1/2}$$

$$t = 22,7 mm$$

**Análisis de pernos de anclaje a esfuerzo cortante:**



**Figura 5.127** Pernos de anclaje

El esfuerzo de corte en la sección debe ser menor o a lo sumo igual al esfuerzo admisible al corte del perno.

Se debe determinar el diámetro de los pernos, para este caso consideramos 6 pernos de acero para el anclaje del poste, determinamos el diámetro de cada uno y chequeamos el los esfuerzos a los que están sometidos como se muestra en la figura 5.127.

Chequeamos si los pernos elegidos para soportar tensión son suficientes para resistir el corte transmitido por el poste a la placa base.

La sección que resiste al corte es cuatro veces la sección de un perno como se puede ver en la Figura 5.127, el perno es de 19mm de diámetro y tiene un área de  $283,53\text{mm}^2$ .

La fuerza de corte es:

$$\begin{aligned}
 V &= 71.59\text{kN} \\
 f_v &= \frac{V}{6A_{\text{perno}}} \quad (5.83) \\
 f_v &\leq \phi_v F_y \\
 \phi_v &= 0,8 \\
 f_v &= \frac{715900\text{N}}{6 * 283,52\text{mm}^2} \\
 f_v &= 420,84\text{N} / \text{mm}^2
 \end{aligned}$$

Para los pernos elegidos que son de 19mm de diámetro.

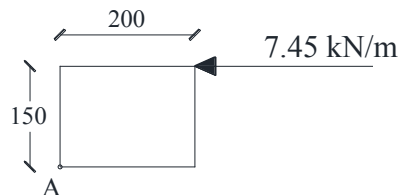
$$\begin{aligned}
 \phi_v F_y &= 0,8 * 248,21 = 198,57\text{N} / \text{mm}^2 \\
 420,84\text{N} / \text{mm}^2 &> 198,57\text{N} / \text{mm}^2
 \end{aligned}$$

Los pernos no resisten el esfuerzo cortante al que están sometidos, por esta razón elegimos 8 pernos de 25mm  $A_{\text{perno}} = 490.87\text{mm}^2$  para el anclaje.

$$\begin{aligned}
 f_v &= \frac{715900\text{N}}{8 * 490,87\text{mm}^2} \\
 f_v &= 182.30\text{N} / \text{mm}^2 \\
 182,3\text{N} / \text{mm}^2 &> 198,57\text{N} / \text{mm}^2
 \end{aligned}$$

**Diseño de bordillo:** Determinamos las dimensiones del bordillo, y la cantidad de acero de refuerzo para resistir las solicitaciones ejercidas en él.

**Dimensiones del elemento:** El bordillo es de sección rectangular, con una altura de 150mm y un ancho de 200mm, estas dimensiones se toman de acuerdo a las Especificaciones AASHTO LRFD [7].



**Figura 5.128** Dimensiones y carga en bordillo

**Especificaciones de los materiales:** Para el bordillo utilizamos hormigón armado con:

**Acero en barras corrugadas de refuerzo:** Límite de fluencia  $f_y = 420$  MPa (4200kg/cm<sup>2</sup>)

**Hormigón:** Resistencia a la compresión simple  $f'_c = 210$  kg/cm<sup>2</sup>

**Solicitaciones:** La carga a la que está sometida el bordillo es una carga viva de 7,45kN ubicada en la parte superior del bordillo como se muestra en la figura 5.107, por lo tanto el factor de carga es 1.7, en este caso el momento al que está sometido el bordillo es:

$$M_u = 1,7 * 7,45kN * 150mm$$

$$M_u = 1899,8kN.mm$$

Determinamos la cuantía balanceada de refuerzo:

$$\rho_b = \frac{0.85\beta_1 f'_c}{f_y} \left( \frac{6000}{f_y + 6000} \right) \quad (5.96)$$

Donde:

$\rho_b$  : Cuantía balanceada de refuerzo.

$\beta_1$  : factor de equivalencia para la compresion

$f'_c$  : Resistencia del hormigón a la compresión

$f_y$  : Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo.

El factor  $\beta_1$  es igual a 0.85 para hormigones de resistencia entre 17 y 28 Mpa [31].

$$\rho_b = \frac{0,85 * 0,85 * 210 \text{ kg / cm}^2}{4200 \text{ kg / cm}^2} \left( \frac{6000}{4200 + 6000} \right)$$

$$\rho_b = 0,02125$$

Optamos por un diseño dúctil en este caso tenemos:

$$\rho = 0,75 \rho_b \quad (5.97)$$

Donde:

$\rho_b$  : Cuantia balanceada de refuerzo.

$\rho$  : cuantia de refuerzo.

$$\rho = 0,75 * 0,02125$$

$$\rho = 0,0159$$

Determinamos el indice de refuerzo:

$$\omega = \frac{\rho f_y}{f_c} \quad (5.98)$$

Donde:

$\omega$  : indice de refuerzo.

$f_c$  : Resistencia del hormigón a la compresión

$f_y$  : Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo.

$$\omega = \frac{0,0159 * 4200}{210}$$

$$\omega = 0,318$$

Determinamos factor de resistencia  $R_u$

$$R_u = \omega f_c (1 - 0,59 \omega) \quad (5.99)$$

Donde:

$R_u$  : Factor de resistencia

$\omega$  : indice de refuerzo.

$f_c$  : Resistencia del hormigón a la compresión

$$R_u = 0,318 * 210 (1 - 0,59 * 0,318)$$

$$R_u = 54,25 \text{ kg} / \text{cm}^2 (5,33 \text{ Mpa})$$

Determinamos la altura efectiva de la sección:

$$d = \sqrt{\frac{M_u}{\phi b R_u}} \quad (5.100)$$

Dónde:

$d$  : Altura efectiva de la sección.

$M_u$  : Momento ultimo.

$\phi$  : Factor de resistencia para la flexion = 0,9

$b$  : Ancho de la sección

En un metro de bordillo tenemos:

$$d = \sqrt{\frac{1899800 \text{ N.mm}}{0,9 * 5,33 * 1000}}$$

$$d = 19,9 \text{ mm}$$

La altura efectiva es menor que la altura del bordillo por lo que determinamos el área de acero de refuerzo necesaria para el bordillo.

$$A_s = \rho b d \quad (5.101)$$

Dónde:

$A_s$ : Área de acero de refuerzo.

$d$  : Altura efectiva de la sección.

$b$  : Ancho de la sección.

En un metro de bordillo tendremos:

$$A_s = 0.0159 * 19.9 \text{ mm} * 1000 \text{ mm}$$

$$A_s = 316.41 \text{ mm}^2$$

$$A_s : 1\phi 10 \text{ mm} @ 200 \text{ mm}$$

Chequeamos el área mínima de refuerzo:

$$A_{s_{\min}} = \frac{14}{f_y} b d \quad (5.53)$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{14}{420} 1000 * 19.9$$

$$A_{s_{\min}} = 663 \text{ mm}^2$$

$$A_s < A_{s_{\min}}$$

El área mínima de refuerzo es mayor que el área de refuerzo calculada, por esta razón el área de refuerzo es el área mínima.

$$A_s = 663 \text{ mm}^2$$

$$A_s : 1\phi 12 \text{ mm} @ 150 \text{ mm}$$

### **Análisis del bordillo a esfuerzo cortante**

La fuerza de corte a la que está sometido el poste es de 7.45 kN en un ancho unitario de 1 metro.

$$V_u = 1,7 * 7,45 \text{ kN}$$

$$V_u = 12,67 \text{ kN}$$

$$V_n = \frac{V_u}{\phi_v} \quad (5.102)$$

Dónde:

$V_n$ : Fuerza nominal de corte

$V_u$ : Fuerza ultima de corte

$\phi_v$ : Factor de reduccion de resitencia para corte.

$$V_n = \frac{12,67 \text{ kN}}{0,85}$$

$$V_n = 14,91 \text{ kN}$$

$$V_c = 0.53 \lambda \sqrt{f'_c} b_w d \quad (5.103)$$

Dónde:

$V_c$ : Fuerza de corte resistida por el hormigón.

$\lambda$ : Factor de modificación, 0,85 para hormigones livianos y 1 para hormigones ordinarios.

$f'_c$ : Resistencia del hormigón.

$b_w$ : Ancho de la sección.

$d$ : Altura efectiva de la sección

$$V_c = 0,53 * 1 * \sqrt{20,4} * 1000 * 154$$

$$V_c = 368,36 \text{ kN}$$

La sección de hormigón provista para el bordillo es suficiente para resistir la fuerza de corte:

$$V_c > V_n$$

$$368,36 kN > 14,91 kN$$

En este caso colocamos refuerzo mínimo por corte:

$$A_{v_{min}} = \frac{0.2 \sqrt{f'_c} b_w s}{f_y} \quad (5.104)$$

Dónde:

$A_{v_{min}}$ : Área mínima de refuerzo por corte

$f'_c$ : Resistencia del hormigón.

$f'_c$ : Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo

$b_w$ : Ancho de la sección.

$s$ : Separación del refuerzo

Despejando el valor de  $s$  en la ecuación 5.104 tenemos el espaciamiento necesario para un área de refuerzo asignada.

$$s = \frac{A_{v_{min}} f_y}{0.2 \sqrt{f'_c} b_w} \quad (5.105)$$

Para un refuerzo de 10mm,  $A_v = 0.785 cm^2$ :

$$s = \frac{0,785 cm^2 * 4200 kg / cm^2}{0,2 \sqrt{210} * 100 cm}$$

$$s = 11,37 cm (113,7 mm)$$

Colocamos el refuerzo por corte longitudinalmente en el bordillo:

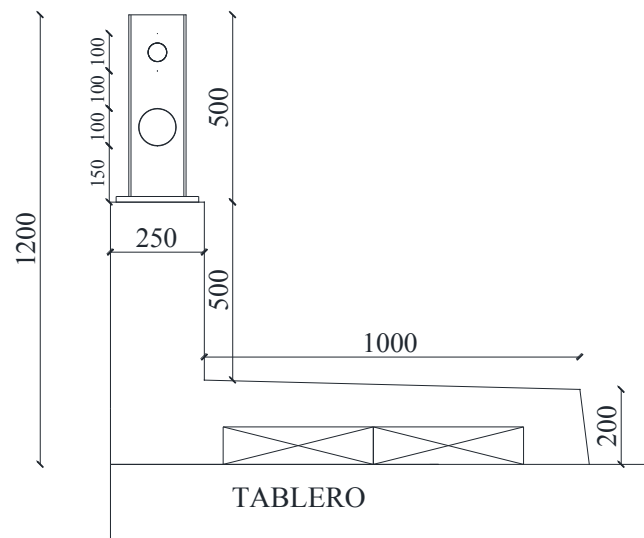
$$1\phi 10 mm @ 100 mm$$

**Resultado del diseño de la protección vehicular con postes y vallas vehiculares de acero:** La protección vehicular lateral está determinada de la siguiente manera:





Entonces las dimensiones de la protección lateral adoptadas son las que se muestran en la Figura 5.130.



**Figura 5.130** Protección lateral combinada

**Para el parapeto tenemos:**

Dimensiones generales seleccionadas para el parapeto:

Altura total =  $H = 700 \text{ mm}$ ,

Espesor superior =  $250 \text{ mm}$ ,

Espesor inferior =  $250 \text{ mm}$ ,

Características de los materiales para el parapeto:

Hormigón del parapeto:  $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$  ( $20,6 \text{ MPa}$ ), ( $20,6 \text{ N/mm}^2$ )

Acero de refuerzo:  $f_y = 420 \text{ MPa} = 420 \text{ N/mm}^2$

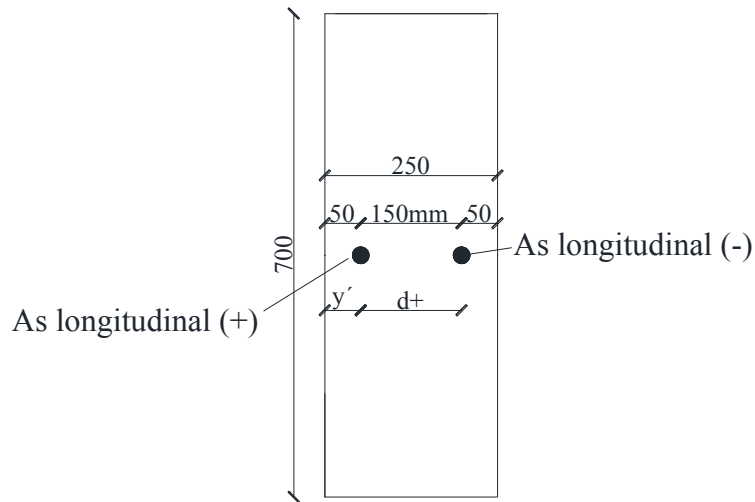
Asumimos:

Espesor del voladizo del tablero =  $t = 300 \text{ mm}$

Hormigón del tablero:  $f'c = 240 \text{ kg/cm}^2$  ( $23,5 \text{ MPa}$ ), ( $23,5 \text{ N/mm}^2$ )

**Determinamos del momento resistente del parapeto alrededor del eje vertical ( $M_w$ ):**

Este momento es función de la armadura horizontal, como se muestra en la Figura 5.131.



**Figura 5.131** Parapeto de hormigón para protección combinada

Para el parapeto se considera que  $\phi M_n^+ = \phi M_n^-$  :

$$A_s = 4\phi 12mm = 452mm^2$$

$$d = 150 + 50 = 200mm$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \times f'_c \cdot b} \quad (5.84)$$

$$a = \frac{452 \times 420}{0,85 \times 20,6 \times 700}$$

$$a = 15,49mm$$

$$\phi M_n = \phi \cdot A_s \cdot f_y \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right) \quad (5.85)$$

$$\phi M_n = 1,0 \cdot (452) \cdot 420 \cdot \left( 200 - \frac{15,49}{2} \right)$$

$$\phi M_n = 36,50 \times 10^6 N \cdot mm$$

$$M_w = \phi M_n = 36,50 \times 10^6 N \cdot mm$$

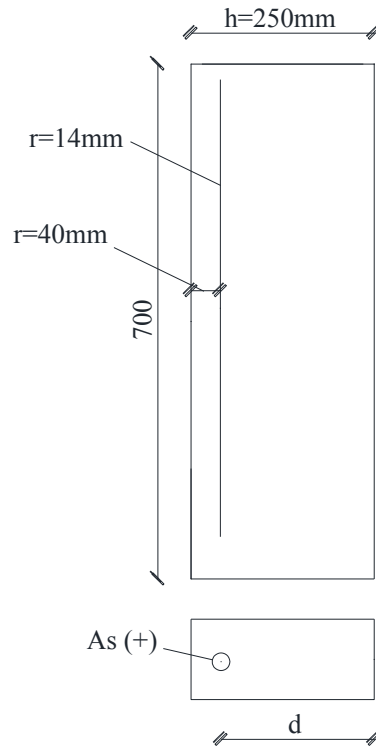
$$M_w = 36500kN \cdot mm$$

**Determinamos el momento resistente del parapeto con respecto al eje horizontal ( $M_c$ ):**

El valor de este momento es función del  $A_s$  vertical. Se considera que la línea de fluencia que atraviesa el refuerzo vertical produce tensión en la cara inclinada del parapeto, por tanto se requiere calcular únicamente el momento negativo ( $M^-$ ).

Como el momento resistente es mayor en la parte inferior, se requiere una mayor cantidad de armadura  $A_s$ .

Para el parapeto:



**Figura 5.132** Análisis parapeto respecto al eje horizontal

La armadura del parapeto es:

$$A_s = 1\varnothing 14\text{mm}@200\text{mm} = 0,770\text{mm}^2 / \text{mm}$$

$$d = h - r - \phi / 2$$

$$d = 250 - 40 - 7$$

$$d = 203\text{mm}$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \times f'_c \cdot b} \quad (5.84)$$

$$a = \frac{0,770 \times 420}{0,85 \times 20,6 \times 1}$$

$$a = 18,47\text{mm}$$

El momento resistente del parapeto es:

$$M_c = \varnothing \cdot A_s \cdot f_y \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right) \quad (5.85)$$

$$M_c = 1 \times 0.770 \times 420 \times \left( 203 - \frac{18.47}{2} \right)$$

$$M_c = 62\,663.6 \text{ N} - \text{mm}$$

Determinamos la longitud crítica del patrón por líneas de fluencia ( $L_c$ ):

$$L_c = \frac{L_t}{2} + \sqrt{\left(\frac{L_t}{2}\right)^2 + \frac{8H(M_b + M_w)}{M_c}} \quad (4.11)$$

$$L_c = \frac{1070}{2} + \sqrt{\left(\frac{1070}{2}\right)^2 + \frac{8 \cdot 700(0 + 36500)}{62,66}}$$

$$L_c = 2\,418,7 \text{ mm}$$

$M_b = 0$  debido a que no existe viga en la parte superior del parapeto.

$L_t = 1070 \text{ mm}$  Longitud de distribución de la carga transversal (Ver capítulo 4, protección TL-4)

Determinamos la resistencia de la protección a la carga transversal:

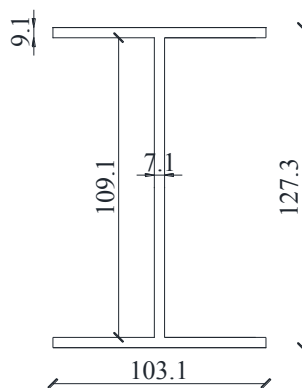
$$R_w = \left( \frac{2}{2L_c - L_t} \right) \left( 8M_b + 8M_w + \frac{M_c L_c^2}{H} \right) \quad (4.10)$$

$$R_w = \left( \frac{2}{2 \cdot 2\,418,7 - 1070} \right) \left( 8 \cdot 0 + 8 \cdot 36500 + \frac{62,66 \cdot (2\,418,7)^2}{700} \right)$$

$$R_w = 433 \text{ kN}$$

**Para la valla vehicular y el pasamano tenemos:**

**Para el poste tenemos:** Un perfil H de acero como se muestra en la figura 5.133.



**Figura 5.133** Características de la sección

En la tabla 1-28 W SHAPES [23] para perfiles H se obtiene la sección:

Perfil W 5 x 16

Características de la sección elegida:

$$d : 5,01 \text{ pulg} (127,3 \text{ mm})$$

$$\text{Espesor del alma} : t_w = 0,280 \text{ pulg} (7,1 \text{ mm})$$

$$\text{Ancho del ala} : b_f = 4,06 \text{ pulg} (103,1 \text{ mm})$$

$$\text{Espesor del ala} : t_f = 0,360 \text{ pulg} (9,1 \text{ mm})$$

$$\text{Area} : A = 4,68 \text{ pulg}^2 (3019 \text{ mm}^2)$$

$$\text{Inercia} : I_x = 21,3 \text{ pulg}^4 (8865700 \text{ mm}^4)$$

$$\text{Inercia} : I_y = 7,51 \text{ pulg}^4 (1877200 \text{ mm}^4)$$

$$\text{Modulo resistente} : Z_x = 8,51 \text{ pulg}^3 (139450 \text{ mm}^3)$$

$$\text{Modulo resistente} : Z_y = 1,11 \text{ pulg}^3 (18190 \text{ mm}^3)$$

$$\text{Radio de giro} : r_x = 2,13 \text{ pulg} (54,1 \text{ mm})$$

$$\text{Radio de giro} : r_y = 1,27 \text{ pulg} (32,3 \text{ mm})$$

$$\text{Radio de giro de la seccion en compresion} : r_T : 1,37 \text{ pulg} (34,8 \text{ mm})$$

$$\text{Esfuerzo de fluencia del acero} : F_y = 36 \text{ ksi} (248,21 \text{ Mpa})$$

Para el poste: determinamos el momento resistente en base al módulo resistente de la sección elegida.

Para el poste utilizamos acero A36 con un  $F_y = 36000 \text{ lb/pulg}^2$ :  
248.21Mpa: 248.21 N/mm<sup>2</sup>.

$$M_n = F_y Z \quad (5.71)$$

$$M_n = 248,21 * 139450$$

$$M_n = 34,61 \times 10^6 \text{ N.mm}$$

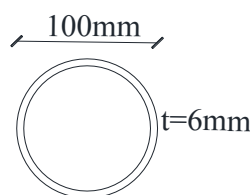
$$\phi M_n = 0.9 * 34,61 \times 10^6 \text{ N.mm}$$

$$\phi M_n = 31,14 \times 10^6 \text{ N-mm}$$

El momento resistente del poste es:

$$\phi M_{n-\text{poste}} = 31,14 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

**Para la valla vehicular tenemos:** Un tubo circular de 100mm de diámetro y 6mm de espesor como se muestra en la figura 5.134.



**Figura 5.134** Dimensiones de valla vehicular

Perfil circular de acero A36 4" de diámetro x 0.237"

Características de la sección elegida:

$$\text{Area} : A = 3,17 \text{ pulg}^2 (2045 \text{ mm}^2)$$

$$\text{Inercia} : I = 7,23 \text{ pulg}^4 (3009400 \text{ mm}^4)$$

$$\text{Modulo resistente} : S = 3,21 \text{ pulg}^3 (52600 \text{ mm}^3)$$

$$\text{Radio de giro} : r = 1,51 \text{ pulg} (38,4 \text{ mm})$$

$$\text{Espesor} : t = 0,237 \text{ pulg} (6 \text{ mm})$$

$$\text{Esfuerzo de fluencia} : F_y = 36 \text{ ksi} (248,21 \text{ Mpa})$$

Para las vallas vehiculares determinamos el momento resistente de la sección en base del módulo resistente.

Para la valla vehicular utilizamos acero A36 con un  $F_y = 36000 \text{ lb/pulg}^2$  (248,21 Mpa), (248.21 N/mm<sup>2</sup>).

$$M_n = F_y Z \quad (5.71)$$

$$M_n = 248.21 * 52600$$

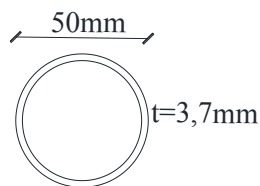
$$M_n = 13,06 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$\phi M_n = 0,9 * 40,27 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$\phi M_n = 36,24 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$\phi M_{n-valla} = 13,06 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

**Para el pasamano tenemos:** Asumimos un perfil circular con diámetro nominal de 1 1/2" y con un diámetro exterior de 48mm, con un módulo resistente  $Z = 0.326 \text{ pul}^3$  (5.34 cm<sup>3</sup>), (5340 mm<sup>3</sup>),  $t = 3.7 \text{ mm}$ , estas propiedades se encuentran las tablas Dimension and properties de la American Institute of Steel Construction. AISC [23].



**Figura 5.135** Dimensiones de pasamano

Para el pasamano determinamos el momento resistente de la sección en base del módulo resistente.

$$M_n = F_y Z \quad (5.71)$$

$$M_{n_{poste}} = 248,21 * 5340$$

$$M_{n_{poste}} = 1325441 \text{ N} \cdot \text{mm} (1325,44 \text{ N} \cdot \text{m})$$

$$\phi Mn_{poste} = 0,9 * 1325441 N.mm$$

$$\phi Mn_{poste} = 1192896,9 N.mm (1192,9 N.m)$$

$$M_p = \phi M_{n-vallas} + \phi M_{n-poste} \quad (5.106)$$

$$M_p = 13,06 \times 10^6 + 1,19 \times 10^6$$

$$M_p = 14,25 \times 10^6$$

Determinamos el valor de la resistencia de la carga transversal de un poste

$$P_p = \frac{\phi M_{n-poste}}{H_e} \quad (5.94)$$

Dónde:

$P_p$ : Resistencia ultima de la carga transversal de un único poste ubicada a una altura  $Y_{cg}$  por encima del tablero

$$P_p = \frac{31,14 \times 10^6 N.mm}{810 mm}$$

$$P_p = 38444,4 N (38,44 kN)$$

La separación entre postes es de 2m (2000mm)

La longitud de distribución de la fuerza transversal es  $L_t = 1070 mm$

En la parte central del puente se determina el valor de la resistencia de la protección para los tres modos de falla posibles como lo indican las especificaciones AASHTO LRFD [7], (ver capítulo 4)

#### 1.- Modo de falla para un tramo:

$$R = \frac{16 M_p}{2NL - L_t} \quad (5.95)$$

$$R = \frac{16 * 14,25 \times 10^6}{2 * 1 * 2000 - 1070}$$

$$R = 77815,7 N (77,82 kN)$$

#### 2.- Modo de falla para dos tramos:

$$R = \frac{16 M_p + N^2 P_p L}{2NL - L_t} \quad (4.15)$$

$$R = \frac{16 * 14,25 \times 10^6 N.mm + 2^2 * 38444 N * 2000 mm}{2 * 2 * 2000 mm - 1070 mm}$$

$$R = 56717,46 N (56,72 kN)$$

Para determinar la resistencia de la protección lateral se toma la menor resistencia de los dos modos de falla posible, en este caso es:

$$R_R = 56,72kN$$

Determinamos la resistencia de todo el conjunto de la protección lateral combinada:

- Cuando el impacto sucede en el tramo de la valla vehicular:

$$\bar{R} = R_R + R_w \quad (4.17)$$

$$\bar{R} = 56,72kN + 433kN$$

$$\bar{R} = 489,72kN$$

$$\bar{Y} = \frac{R_R H_R + R_w H_w}{\bar{R}} \quad (4.18)$$

Dónde:

$R_R$  = capacidad última del pasamanos en un tramo (N)

$R_w$  = capacidad última del muro como se especifica en el las protecciones macizas de hormigón (N)

$H_w$  = altura del parapeto (mm)

$H_R$  = altura del pasamanos (mm)

$$\bar{Y} = \frac{56,72kN * 300mm + 433kN * 700mm}{489,72}$$

$$\bar{Y} = 653,67mm$$

- Cuando el impacto sucede en el poste:

$$\bar{R} = P_p + R'_R + R'_w \quad (4.19)$$

$$\bar{Y} = \frac{P_p H_R + R'_R H_R + R'_w H_w}{\bar{R}} \quad (4.20)$$

$$R'_w = \frac{R_w H_w - P_p H_R}{H_w} \quad (4.21)$$

Dónde:

$P_p$  = resistencia transversal última del poste (N)

$R'_R$  = resistencia transversal última del pasamanos en dos tramos (N)

$R_w$  = resistencia transversal última del parapeto como se especifica en el las protecciones macizas de hormigón (N)

$R'_w$  = capacidad del parapeto, reducida para resistir la carga del poste (N)



$H_w$  =altura del parapeto (mm)

$H_R$  =altura del pasamanos (mm)

$$R'_w = \frac{433 \cdot 700 - 38.44 \cdot 300}{700}$$

$$R'_w = 416.52 \text{ kN}$$

Determinamos la máxima resistencia resultante en dos tramos.

$$\bar{R} = 38,44 + 56,72 + 416,52$$

$$\bar{R} = 511,68 \text{ kN}$$

Determinamos la altura efectiva:

$$\bar{Y} = \frac{38,44 \cdot 300 + 56,72 \cdot 300 + 416,52 \cdot 700}{511,68}$$

$$\bar{Y} = 625,61 \text{ mm}$$

Verificamos que se cumplan las restricciones establecidas para las protecciones vehiculares de comportamiento TL-4

$$R > F_T$$

$$511,68 \text{ kN} > 240 \text{ kN}$$

La Resistencia Nominal a la carga transversal es mayor que la Fuerza Transversal Estandarizada prevista para el comportamiento de una protección lateral vehicular tipo 4 (TL-4).

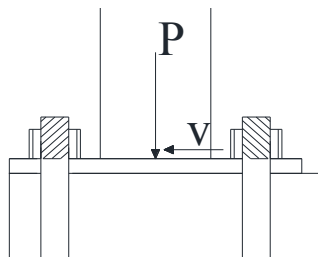
### Diseño de placa base

El material seleccionado para las placas base es acero de grado A36 según la norma ASTM [28], cuyas especificaciones son:

Densidad de 7860 kg/m<sup>3</sup> (0,28 lb/in<sup>3</sup>)

Límite de fluencia de 250 MPa (36 ksi),

Límite de rotura de 410 MPa (58 ksi).



**Figura 5.136** Cargas en Placa base

**Cargas y solicitaciones:** La carga P está determinada por el peso del poste, valla vehicular y pasamano además de la carga vertical Fv de 80000N distribuida en 5500mm en la valla vehicular, como se indica en la tabla 5.1, en este caso se tiene 1 valla vehicular.

$$P_1 = 80000N$$

$$P_2 = A * \delta_{\text{acero}} * H \quad (5.107)$$

Donde:

$P_2$ : Peso del poste

$\delta_{\text{acero}}$ : Densidad del acero = 7860kg / m<sup>3</sup>

A: Area de la sección resistente

H: Altura del poste

$$P_2 = 0.0023m^2 * 7860kg / m^3 * 0.50m$$

$$P_2 = 9.04kg(90N)$$

$$P_3 = 0.002m^2 * 7860kg / m^3 * 2.0m$$

$$\text{Peso de valla vehicular: } P_3 = 30.72kg(301.36N)$$

$$P_4 = 0.00051m^2 * 7860kg / m^3 * 2.0m$$

$$\text{Peso de pasamano: } P_4 = 8.01kg(78.65N)$$

$$P = P_1 + P_2 + P_3 + P_4$$

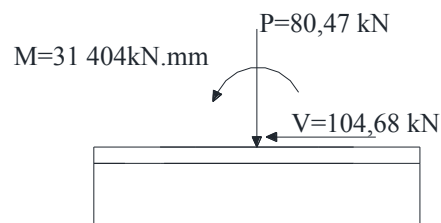
$$P = 80000 + 90 + 301.36 + 78.65$$

$$P = 80470N$$

El momento en el poste está dado por la resistencia del conjunto poste – valla vehicular – pasamano, multiplicada por la altura desde el borde superior del parapeto hasta el punto de aplicación de la carga R<sub>R</sub>.

$$M = 104.68kN * 300mm$$

$$M = 31404kN - mm$$



**Figura 5.137** Solicitaciones en placa base

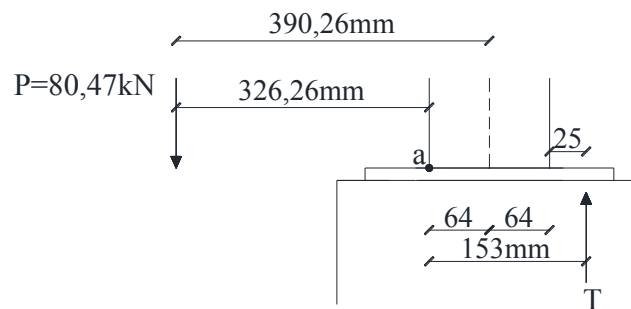
Para estas solicitaciones determinamos el valor de excentricidad e.

$$e = \frac{M}{P} \quad (5.14)$$

$$e = \frac{31404 \text{ kN} \cdot \text{mm}}{80,47 \text{ kN}}$$

$$e = 390,26 \text{ mm}$$

La resultante se sitúa fuera del 1/3 del ala del poste, debido a esto tomamos momentos con respecto al punto extremo del poste ya que el momento es absorbido por los pernos de anclaje.



**Figura 5.138** Análisis para pernos de anclaje sometidos a tensión

Tomamos momentos con respecto al punto a que es el lado exterior del poste.

$$P * 326,26 = T * 153$$

$$T = \frac{80,47 \text{ kN} * 326,26 \text{ mm}}{153 \text{ mm}}$$

$$T = 171,60 \text{ kN}$$

Los pernos deberán absorber la fuerza T, si usamos pernos de 58ksi=399.9Mpa=399.9N/mm<sup>2</sup>

El área requerida para el perno es:

$$A_{\text{perno}} = \frac{T}{0.75\phi F_{\text{perno}}} \quad (5.77)$$

Donde :

$A_{\text{perno}}$  : Área requerida para perno

$F_{\text{perno}}$  : esfuerzo de fluencia de perno

$\phi$  : Factor de reduccion de resistencia

$$A_{\text{perno}} = \frac{171600 \text{ N}}{0,75 * 0,75 * 399,9 \text{ N} / \text{mm}^2}$$

$$A_{\text{perno}} = 762,86 \text{ mm}^2$$

Usamos 3 pernos de  $\Phi 18 \text{ mm}$   $A = 763,41 \text{ mm}^2$ .

Asumimos una distribución triangular de presión bajo la placa base y en ese caso la Carga ejercida sobre la placa es:

$$\begin{aligned}P_{Total} &= P + T \\P_{Total} &= 80,47 + 171,60 \\P_{Total} &= 252,07kN\end{aligned}$$

La placa está apoyada en el parapeto de hormigón.

El parapeto de hormigón tiene una resistencia de diseño de  $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$  ( $20.6 \text{ Mpa} = 20.6 \text{ N/mm}^2$ )

$$F_p = 1.7 f'_c \quad (5.78)$$

$$A_p = \frac{P_{Total}}{\phi_c F_p} \quad (5.79)$$

Donde:

$A_p$ : Area de placa base

$f'_c$ : Resistencia a la Compresión del hormigón

$P_{Total}$  = Carga a la que esta sometida la placa base

$\phi_c$  = factor de resistencia para aplastamiento en el hormigón

$$\begin{aligned}A_p &= \frac{252070N}{0,6 * 1,7 * 20,6N / mm^2} \\A_p &= 11996,48mm^2\end{aligned}$$

Si el ancho B y el largo L de la placa base es el mismo, entonces necesitamos una placa de 110mm x 110mm, la cual es muy pequeña para alojar al poste, por esta razón usamos una placa base de 230mm x 200mm.

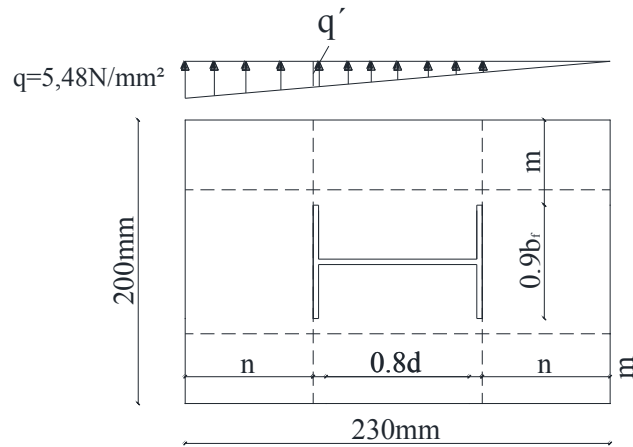
El valor del esfuerzo en el material de apoyo será:

$$\begin{aligned}q &= \frac{252070N}{230mm * 200mm} \\q &= 5,48N / mm^2 (5,48Mpa)\end{aligned}$$

La el esfuerzo admisible de aplastamiento en el hormigón es:

$$\begin{aligned}q_{adm} &= 0.85 f'_c \quad (5.80) \\q_{adm} &= 0,85 * 240kg / cm^2 \\q_{adm} &= 204Kg / cm^2 (20Mpa) \\5,48Mpa &< 20Mpa\end{aligned}$$

La presión ejercida en el hormigón del tablero es menor que la admisible por tanto se elige la placa de 250mm x 200mm para la base del poste.



**Figura 5.139** Presión en placa base

El valor de  $q'$  es la presión ejercida en la placa a la distancia  $n$  desde el filo de la placa y la determinamos mediante relación de triángulos.

Determinamos la dimensión  $n$  para así establecer el momento que soporta la placa ya que en este sector el momento es crítico

$$2n + 0,8d = 230$$

$$n = \frac{230 - 0,8 * 127,3}{2}$$

$$n = 64,08mm$$

$$q' = 4,22N / mm^2$$

El momento en la placa base es igual a:

$$m = \frac{(q - q')n^2}{3} + \frac{q'n^2}{2} \quad (5.81)$$

$$m = \frac{(5,48 - 4,22) * (64,08mm)^2}{3} + \frac{(4,22) * (64,08mm)^2}{2}$$

$$m = 10388,8N.mm \text{ para } 200mm \text{ de placa}$$

El espesor de la placa está dado por la expresión 5.82:

$$t = \left( \frac{6m}{\phi_b F_y} \right)^{1/2} \quad (5.82)$$

Donde:

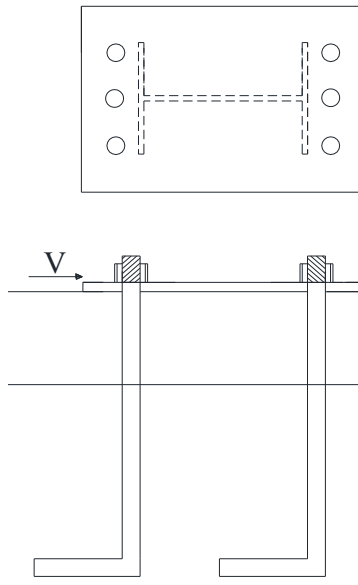
$t$ : espesor de la placa

$m$ : Momento de flexion en la placa base

$\phi_b$ : factor de resistencia : 0.9

$$t = \left( \frac{6 * 10388,8}{0,9 * 248,21 N / mm^2} \right)^{1/2}$$
$$t = 16,70 mm$$

#### **Análisis de pernos de anclaje a esfuerzo cortante:**



**Figura 5.140** Pernos de anclaje

El esfuerzo de corte en la sección debe ser menor o a lo sumo igual al esfuerzo admisible al corte del perno.

Se debe determinar el diámetro de los pernos, para este caso consideramos 6 pernos de acero para el anclaje del poste, determinamos el diámetro de cada uno y chequeamos el los esfuerzos a los que están sometidos como se muestra en la figura 5.140.

Chequeamos si los pernos elegidos para soportar tensión son suficientes para resistir el corte transmitido por el poste a la placa base.

La sección que resiste al corte es cuatro veces la sección de un perno como se puede ver en la Figura 5.140, el perno es de 18mm de diámetro y tiene un área de 254,47mm<sup>2</sup>.

La fuerza de corte es:

$$V = 38,44 kN = P_p$$

$$fv = \frac{V}{6A_{\text{perno}}} \quad (5.83)$$

$$fv \leq \phi_v F_y$$

$$\phi_v = 0.8$$

$$fv = \frac{38440N}{6 * 254,47mm^2}$$

$$fv = 25,18N / mm^2$$

Para los pernos elegidos que son de 18mm de diámetro.

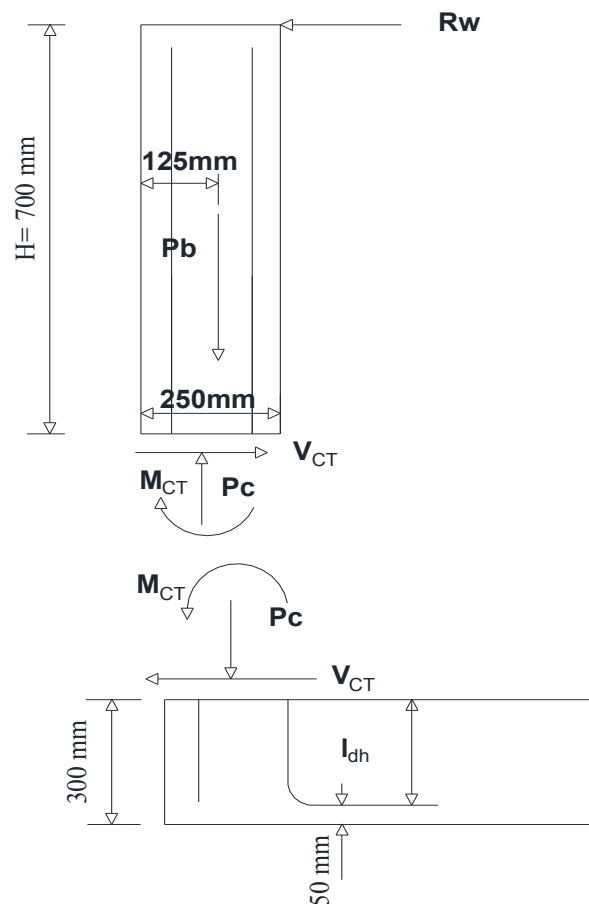
$$0,8 * 399,99 = 319,99N / mm^2$$

$$25,18N / mm^2 < 319,99N / mm^2$$

Los pernos resisten el esfuerzo cortante al que están sometidos.

#### Transferencia de corte entre parapeto y tablero:

La carga  $R_w$  debe ser transferida a través de una junta (fría) por esfuerzo cortante de fricción, la sección crítica (Figura 5.141)



**Figura 5.141** Análisis de transferencia de corte entre parapeto y tablero

Si consideramos que  $V_{CT}$  = fuerza de corte en la base del parapeto debida al choque vehicular y esta es igual a  $T$  (fuerza de tracción por metro lineal de tablero) [7], entonces:

$$T = V_{CT} = \frac{R_w}{L_c + 2H} \quad (5.90)$$

Dónde:

$T$ : Fuerza de tracción por metro lineal de tablero.

$V_{CT}$ : Fuerza de corte en la base del parapeto debida al choque vehicular.

$R_w$ : Resistencia transversal total de la protección (N)

$H$ : Altura de la protección (mm)

$L_c$ : Longitud crítica del patrón de falla por líneas de fluencia (mm)

$$T = \frac{433}{2418,71 + 2 \times 700}$$

$$T = V_{CT} = 113,4 \text{ N / mm}$$

La fuerza nominal  $V_n$  en la interfase [7] es:

$$V_n = c \cdot A_{cv} + \mu \cdot (A_{vf} \cdot f_y + P_c) \quad (5.91)$$

$$V_n \leq \begin{cases} K_1 \cdot f'_c \cdot A_{cv} \\ K_2 \cdot A_{cv} \end{cases}$$

Dónde:

$V_n$ : Fuerza Nominal de corte

$c$ : Factor de cohesión

$A_{cv}$ : Área de contacto del parapeto con el tablero del puente

$\mu$ : Coeficiente de fricción (mm)

$A_{vf}$ : Armadura perpendicular al área de corte

$P_c$ : Fuerza de compresión perpendicular al área de corte

$f_y$ : Esfuerzo de fluencia del acero

$f'_c$ : Resistencia de diseño del hormigón.

$$A_{cv} = 250 \text{ mm} \times 1 \text{ mm}$$

$$A_{cv} = 250 \text{ mm}^2$$

$$A_{vf} = 0,770 \text{ mm}^2 / \text{ mm}$$



$$c = 0,52 \text{ Mpa}$$

$$\mu = 0,6$$

$$K_1 = 0,2$$

$$K_2 = 5,5$$

El peso del parapeto es:

$$P_b = \delta_h g V \quad (5.92)$$

Dónde:

$P_b$ : Peso del parapeto

$\delta_h$  : Densidad del hormigón de peso normal

$g$ : Aceleración de la gravedad

$V$ : Volumen del parapeto por unidad de longitud.

$$P_b = 2400 \times 10^{-9} \text{ kg} / \text{mm}^3 * 9800 \text{ mm} / \text{s}^2 * 175 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

$$P_b = 4,12 \text{ N} / \text{mm} = P_c$$

$$V_n = 0,52 \times 250 + 0,6 \times (0,770 \times 420 + 4,12)$$

$$V_n = 326,51 \text{ N} / \text{mm}$$

Chequeamos las condiciones:

$$V_n \leq 0,2 \cdot f_y \cdot A_{cv} = 0,2 \times 420 \times 250 = 21000 \text{ N} / \text{mm}$$

$$V_n \leq 5,5 \cdot A_{cv} = 5,5 \times 250 = 1375 \text{ N} / \text{mm}$$

De esto se puede decir que el valor de  $V_n$  es aceptable.

Se tiene que chequear si  $V_n$  es mayor que la fuerza de corte producida por la colisión del vehículo con la protección  $V_{CT}$ .

$$326.51 \text{ kN} / \text{mm} > 113.4 \text{ N} / \text{mm}$$

Se debe establecer si la sección de la varilla de anclaje del parapeto con el tablero es suficiente para resistir las sollicitaciones de anclaje.

A través del plano de corte el parapeto, según el diseño, se ancla al tablero través de una varilla que se introduce en la losa. Si en este caso se selecciona una varilla de  $\varnothing_v = 14 \text{ mm}$   $A_{vf} = 154 \text{ mm}^2$  cada 5 mm; entonces es necesario verificar la separación respectiva, de tal forma que se cumpla el requisito del  $A_v$  mínimo necesario:

$$A_{vf} \geq A_{v\min} = \frac{0,35 \cdot b_v \cdot s}{f_y} \quad (5.93)$$

Dónde:

$A_{vf}$ : Armadura perpendicular al área de corte

$s$ : Espaciamiento del refuerzo a corte

$b_v$ : ancho de la sección sometida a corte

$f_y$ : Esfuerzo de fluencia del acero

Si  $b_v = 250mm$  y  $s=200mm$

$$A_{vmin} = \frac{0,35 \times 250 \times 200}{420} = 41,67mm^2$$

Ya que se utiliza una varilla de 14mm se está colocando:

$$154mm^2 > 41.67mm^2 = A_{vrequerido}$$

De esto se puede decir que el anclaje del parapeto con 1 varilla de  $\varnothing_v=14mm@200mm$  es suficiente para el anclaje.

Se debe establecer la longitud de desarrollo de la varilla ( $l_{dh}$ ):

Para una varilla con gancho [7] de  $f_y < 420$  MPa, la longitud básica de desarrollo  $l_{dh}$  es:

$$l_{hb} = \frac{100 \times 14}{\sqrt{23.54}} = 288,55mm$$

$$l_{hb} = 288mm \geq \begin{cases} 8 \times 14 = 112mm \\ 150mm \end{cases}$$

Y la longitud de desarrollo total  $l_{dh}$  es:

$$l_{hb} = l_{hb} \times \text{Factores de modificación}$$

Dónde:

$f_1 = 0.7$  = factor de modificación para gancho de  $90^\circ$  garantiza un recubrimiento adecuado, y

$f_2 = 1,2$  = para el caso de armadura recubierta con resina epóxica (caso contrario = 1),

Por tanto:

$$l_{dh} = 288 * 0,7 * 1,0$$

$$l_{dh} = 201,6mm$$

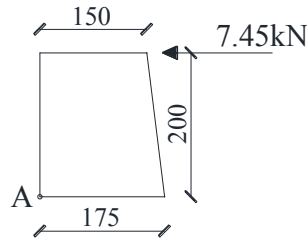
Se debe verificar del espacio disponible, si el espesor de la losa del voladizo del tablero es  $t= 300$  mm y el recubrimiento  $r=50$  mm, la longitud de desarrollo es menor que la disponible de conformidad con la geometría del elemento:

$$l_{dh} = 201mm > t - r = 300 - 50 = 250mm$$

La longitud de desarrollo es menor que el espacio disponible en el tablero por lo que se acepta los 201mm de longitud de desarrollo dentro del tablero para la varilla de anclaje.

**Diseño de bordillo:** Determinamos las dimensiones del bordillo, y la cantidad de acero de refuerzo para resistir las solicitaciones ejercidas en él.

**Dimensiones del elemento:** El bordillo es de sección rectangular, con una altura de 150mm y un ancho de 200mm, estas dimensiones se toman de acuerdo a las Especificaciones AASHTO LRFD [7].



**Figura 5.142** Dimensiones y carga en bordillo

**Especificaciones de los materiales:** Para el bordillo utilizamos hormigón armado con:

**Acero en barras corrugadas de refuerzo:** Límite de fluencia  $f_y = 420$  MPa (4200kg/cm<sup>2</sup>)

**Hormigón:** Resistencia a la compresión simple  $f'_c = 210$  kg/cm<sup>2</sup>

**Solicitaciones:** La carga a la que está sometida el bordillo es una carga viva de 7,45kN ubicada en la parte superior del bordillo como se muestra en la figura 5.107, por lo tanto el factor de carga es 1.7, en este caso el momento al que está sometido el bordillo es:

$$M_u = 1,7 * 7,45kN * 200mm$$

$$M_u = 2533kN.mm$$

Determinamos la cuantía balanceada de refuerzo:

$$\rho_b = \frac{0,85\beta_1 f'_c}{f_y} \left( \frac{6000}{f_y + 6000} \right) \quad (5.96)$$

$$\rho_b = \frac{0,85 * 0,85 * 210 \text{ kg} / \text{cm}^2}{4200 \text{ kg} / \text{cm}^2} \left( \frac{6000}{4200 + 6000} \right)$$

$$\rho_b = 0,02125$$

Optamos por un diseño dúctil en este caso tenemos:

$$\rho = 0,75 \rho_b \quad (5.97)$$

$$\rho = 0,75 * 0,02125$$

$$\rho = 0,0159$$

Determinamos el índice de refuerzo:

$$\omega = \frac{\rho f_y}{f_c} \quad (5.98)$$

$$\omega = \frac{0,0159 * 4200}{210}$$

$$\omega = 0,318$$

Determinamos factor de resistencia  $R_u$

$$R_u = \omega f_c (1 - 0,59 \omega) \quad (5.99)$$

$$R_u = 0,318 * 210 (1 - 0,59 * 0,318)$$

$$R_u = 54,25 \text{ kg} / \text{cm}^2 (5,33 \text{ Mpa})$$

Determinamos la altura efectiva de la sección:

$$d = \sqrt{\frac{M_u}{\phi b R_u}} \quad (5.100)$$

En un metro de bordillo tenemos:

$$d = \sqrt{\frac{2533000 \text{ N} - \text{mm}}{0,9 * 5,33 * 1000}}$$

$$d = 22,98 \text{ mm}$$

La altura efectiva es menor que la altura  $d$  resistente del bordillo por lo que determinamos el área de acero de refuerzo necesaria para el bordillo.

$$A_s = \rho b d \quad (5.101)$$

En un metro de bordillo tendremos:

$$A_s = 0,0159 * 22,98 \text{ mm} * 1000 \text{ mm}$$

$$A_s = 365,38 \text{ mm}^2$$

$$As : 1\phi 10mm @ 200mm$$

Chequeamos el área mínima de refuerzo:

$$As_{min} = \frac{14}{f_y} b d \quad (5.53)$$

$$As_{min} = \frac{14}{420} 1000 * 22,98$$

$$As_{min} = 766mm^2$$

$$As < As_{min}$$

El área mínima de refuerzo es mayor que el área de refuerzo calculada, por esta razón el área de refuerzo es el área mínima.

$$As = 766mm^2$$

$$As : 1\phi 12mm @ 150mm$$

### **Análisis del bordillo a esfuerzo cortante**

La fuerza de corte a la que está sometido el poste es de 7.45 kN en un ancho unitario de 1 metro.

$$V_u = 1,7 * 7,45kN$$

$$V_u = 12,67kN$$

$$V_n = \frac{V_u}{\phi_v} \quad (5.102)$$

$$V_n = \frac{12,67kN}{0,85}$$

$$V_n = 14,91kN$$

$$V_c = 0,53\lambda\sqrt{f'_c}b_wd \quad (5.103)$$

$$V_c = 0,53 * 1 * \sqrt{20,4} * 1000 * 129$$

$$V_c = 308,8kN$$

La sección de hormigón provista para el bordillo es suficiente para resistir la fuerza de corte:

$$V_c > V_n$$

$$308,8kN > 14,91kN$$

En este caso colocaremos refuerzo mínimo para corte:

$$A_{v_{\min}} = \frac{0.2 \sqrt{f'_c} b_w s}{f_y} \quad (5.104)$$

Dónde:

$A_{v_{\min}}$ : Área mínima de refuerzo por corte

$f'_c$ : Resistencia del hormigón.

$f'_c$ : Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo

$b_w$ : Ancho de la sección.

$s$ : Separación del refuerzo

Despejando el valor de  $s$  en la ecuación 5.104 tenemos el espaciamiento necesario para un área de refuerzo asignada.

$$s = \frac{A_{v_{\min}} f_y}{0.2 \sqrt{f'_c} b_w}$$

Para un refuerzo de 10mm  $A_v = 0.785 \text{ cm}^2$ :

$$s = \frac{0.785 \text{ cm}^2 * 4200 \text{ kg / cm}^2}{0.2 \sqrt{210} * 100 \text{ cm}}$$

$$s : 11,37 \text{ cm} (113,7 \text{ mm})$$

Colocamos el refuerzo por corte longitudinalmente en el bordillo:

$$1\phi 10 \text{ mm} @ 100 \text{ mm}$$

**Diseño de Acera peatonal** Para la acera utilizamos hormigón armado.

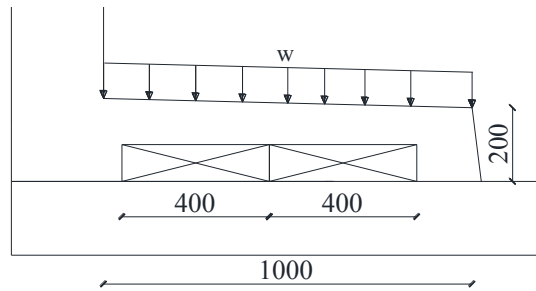
**Especificaciones de los materiales:** hormigón armado con:

**Acero en barras corrugadas de refuerzo:** Límite de fluencia  $f_y = 420$  MPa ( $4200 \text{ kg/cm}^2$ )

**Hormigón:** Resistencia a la compresión simple  $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$

**Cargas y solicitaciones:** La acera está sometida a dos estados de carga, la carga peatonal  $w = 3.6 \times 10^{-3}$  Mpa ubicada sobre toda la dimensión de la acera y la carga accidental de rueda de camión  $P = 73 \text{ kN}$  ubicada a 300mm medidos desde el borde interior del parapeto.

## 1. Acera sometida a Carga peatonal

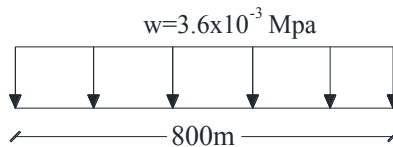


**Figura 5.143** Dimensiones y carga en acera peatonal de protección combinada

Dónde:

w: Carga peatonal:  $3.6 \times 10^{-3}$  Mpa

### Diseño de acera sometida a carga peatonal



**Figura 5.144** Carga peatonal en acera

La acera sometida a carga peatonal se diseña para una carga de  $3.6 \times 10^{-3}$  Mpa y es analizada como una viga empotrada en sus extremos.

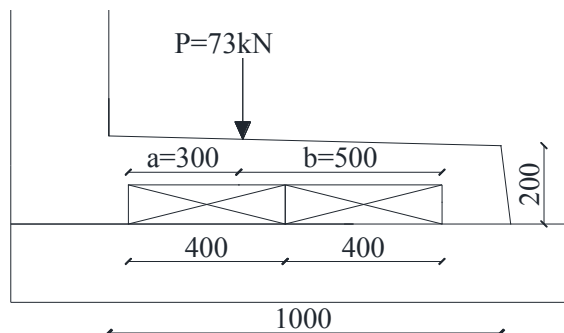
El momento al que está sometida la acera es:

$$M = \frac{wL^2}{12} \quad (5.64)$$

$$M = \frac{3,6 \times 10^{-3} \text{ N / mm}^2 (800)^2}{12}$$

$$M = 192 \text{ N.mm / mm}$$

## 2. Acera sometida a la carga accidental de rueda de camión



**Figura 5.145** Carga accidental de rueda de camión

Este tipo de sollicitación se produce cuando la rueda posterior del vehículo se encuentra a 30 cm de la cara interior del parapeto.

El momento al que está sometida la acera debido a esta sollicitación es:

$$M_D = \frac{Pab^2}{L^2} \quad (5.65)$$

$$M_I = \frac{Pa^2b}{L^2} \quad (5.66)$$

$$M_D = \frac{73kN * 300 * 500^2}{800^2}$$

$$M_D = 8554,69kN.mm$$

$$M_I = \frac{73kN * 300^2 * 500}{800^2}$$

$$M_I = 5132,81kN.mm$$

El mayor de los dos momentos al que está sometido la acera b es el Momento  $M_I$ , este a su vez es mayor que el momento producido por la carga peatonal, debido a esto diseñamos la acera para el momento más crítico que es el momento debido a la carga accidental de rueda de camión  $M_I$ .

La carga a la que está sometida la acera es una carga viva por lo tanto el factor de carga es 1.7, por tanto el momento al que está sometida la acera es:

$$M_u = 1,7 * 8554,69mm$$

$$M_u = 14542,97kN.mm$$

**El momento ultimo de diseño para la acera es de 14542.97 kN.mm.**

Determinamos la cuantía balanceada de refuerzo:

$$\rho_b = \frac{0,85\beta_1f'_c}{f_y} \left( \frac{6000}{f_y + 6000} \right) \quad (5.96)$$

$$\rho_b = \frac{0,85 * 0,85 * 210kg / cm^2}{4200kg / cm^2} \left( \frac{6000}{4200 + 6000} \right)$$

$$\rho_b = 0,02125$$

Optamos por un diseño dúctil en este caso tenemos:



$$\rho = 0,75\rho_b \quad (5.97)$$

$$\rho = 0,75 * 0,02125$$

$$\rho = 0,0159$$

Determinamos el índice de refuerzo:

$$\omega = \frac{\rho f_y}{f_c'} \quad (5.98)$$

$$\omega = \frac{0,0159 * 4200}{210}$$

$$\omega = 0,318$$

Determinamos factor de resistencia  $R_u$

$$R_u = \omega f_c' (1 - 0,59\omega) \quad (5.99)$$

$$R_u = 0,318 * 210 (1 - 0,59 * 0,318)$$

$$R_u = 54,25 \text{ kg} / \text{cm}^2 (5,33 \text{ Mpa})$$

Determinamos la altura efectiva de la sección:

$$d = \sqrt{\frac{Mu}{\phi b R_u}} \quad (5.100)$$

En un metro de acera tenemos:

$$d = \sqrt{\frac{14542970 \text{ N} \cdot \text{mm}}{0,9 * 5,33 * 1000}}$$

$$d = 55,06 \text{ mm}$$

La altura efectiva es menor que la altura de la acera por lo que determinamos el área de acero de refuerzo necesaria para la acera.

$$A_s = \rho b d \quad (5.101)$$

En un metro de bordillo tenemos:

$$A_s = 0,0159 * 55,06 \text{ mm} * 1000 \text{ mm}$$

$$A_s = 875,45 \text{ mm}^2$$

$$A_s : 1\phi 12 \text{ mm} @ 100 \text{ mm}$$

Chequeamos el área mínima de refuerzo:

$$As_{\min} = \frac{14}{f_y} b d \quad (5.53)$$

$$As_{\min} = \frac{14}{420} 1000 * 55,06$$

$$As_{\min} = 1835,33 \text{ mm}^2$$

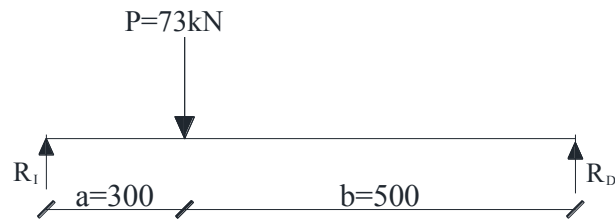
$$As < As_{\min}$$

El área mínima de refuerzo es mayor que el área de refuerzo calculada, por esta razón el área de refuerzo es el área mínima.

$$As = 1835,33 \text{ mm}^2$$

$$As : 1\phi 16 \text{ mm} @ 100 \text{ mm}$$

**Análisis de acera a esfuerzo cortante:** La fuerza de corte a la que está sometida la acera es la mayor de las reacciones en los apoyos.



**Figura 5.146** Análisis para corte en acera

La fuerza de corte a la que está sometida la acera es:

$$R_l = P \frac{b^2}{L^2} \left( 3 - 2 \frac{b}{L} \right) \quad (5.67)$$

$$R_d = P \frac{a^2}{L^2} \left( 3 - 2 \frac{a}{L} \right) \quad (5.68)$$

$$R_l = 73 * \frac{500^2}{800^2} \left( 3 - 2 \frac{500}{800} \right)$$

$$R_l = 49,9 \text{ kN}$$

$$R_d = 73 * \frac{300^2}{800^2} \left( 3 - 2 \frac{300}{800} \right)$$

$$R_d = 23,10 \text{ kN}$$

La fuerza de corte V será igual a la reacción en el apoyo izquierdo.

$V = 49.9 \text{ kN}$  ya que es la mayor de las dos reacciones en un ancho unitario de 1 metro de acera.

$$V_n = \frac{V}{\phi_v} \quad (5.102)$$

$$V_n = \frac{49.9 \text{ kN}}{0.85}$$

$$V_n = 58.71 \text{ kN}$$

$$V_c = 0.53 \lambda \sqrt{f'_c} b_w d \quad (5.103)$$

$$V_c = 0.53 * 1 * \sqrt{210 \text{ kg / cm}^2} * 100 \text{ cm} * 5.51 \text{ cm}$$

$$V_c = 41.5 \text{ kN}$$

$$V_c < V_n$$

Por esta razón calculamos la fuerza de corte que debe ser absorbida por el refuerzo de corte:

$$V_s = V_n - V_c \quad (5.109)$$

$$V_s = 58.71 - 41.5$$

$$V_s = 17.21 \text{ kN}$$

Chequeamos la condición de corte para el espaciamiento del refuerzo:

$$0 \leq V_s \leq 1.1 \sqrt{f'_c} b_w d$$

$$0 \leq 17.21 \text{ kN} \leq 1.1 \sqrt{210 \text{ kg / cm}^2} * 100 \text{ cm} * 5.51 \text{ cm}$$

$$17.21 \text{ kN} < 86.14 \text{ kN}$$

En este espaciamiento del acero lo establecemos con la fórmula 5.104:

$$s = \frac{A_v f_y d}{V_s} \quad (5.104)$$

Para un refuerzo de 14mm en un ramal tenemos:

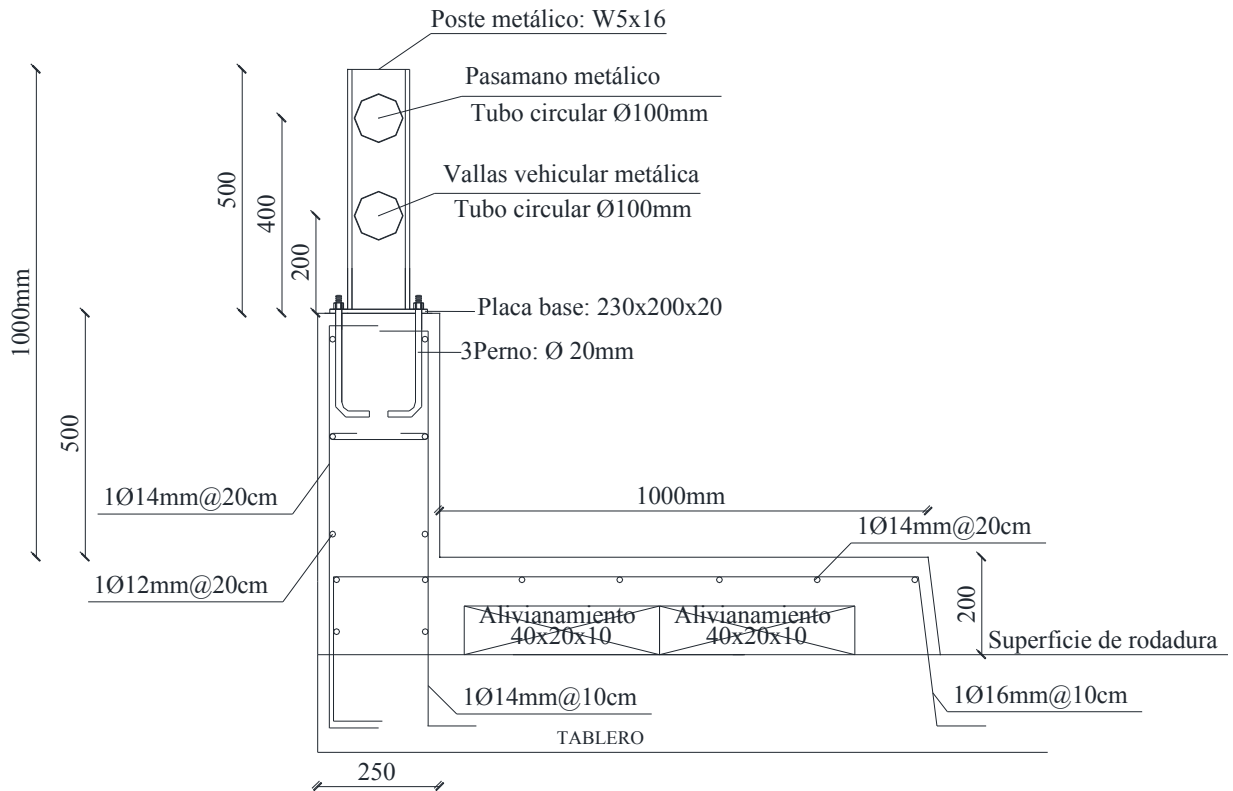
$$s = \frac{154 * 420 * 55.01}{17210}$$

$$s = 206.7 \text{ mm}$$

Colocamos:  $1\phi 14\text{mm}@200\text{mm}$

### Resultado del diseño de la protección vehicular combinada para velocidades de circulación menores a 70km/h.

La protección vehicular lateral está determinada de la siguiente manera:

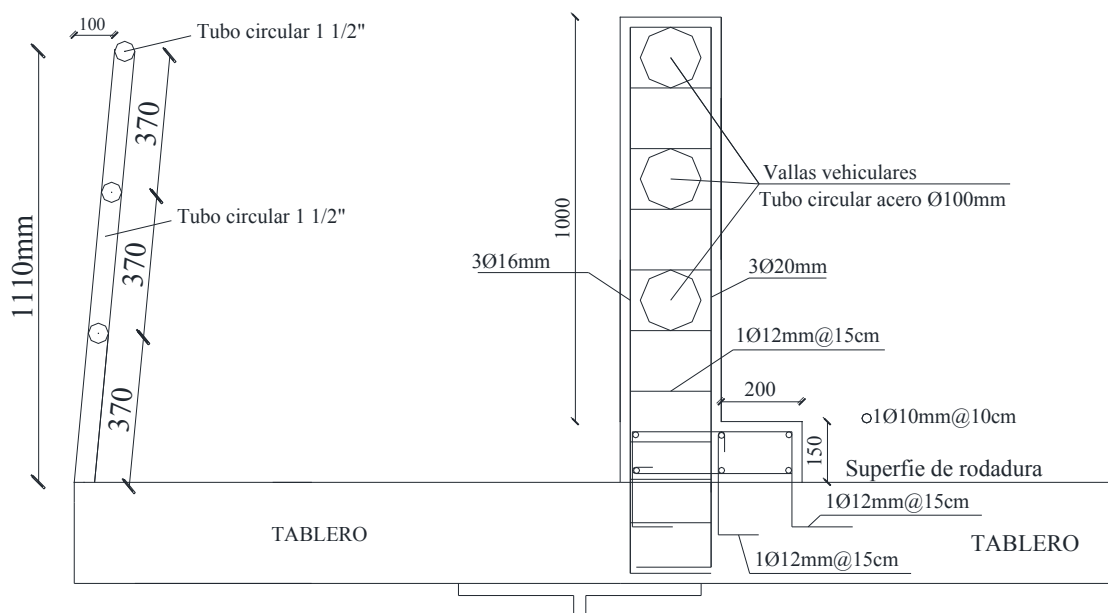


**Figura.5.147** Corte transversal de protección lateral combinada.

### c.2 Diseño de protección combinada para puentes con velocidades de circulación mayores a 70 km/h

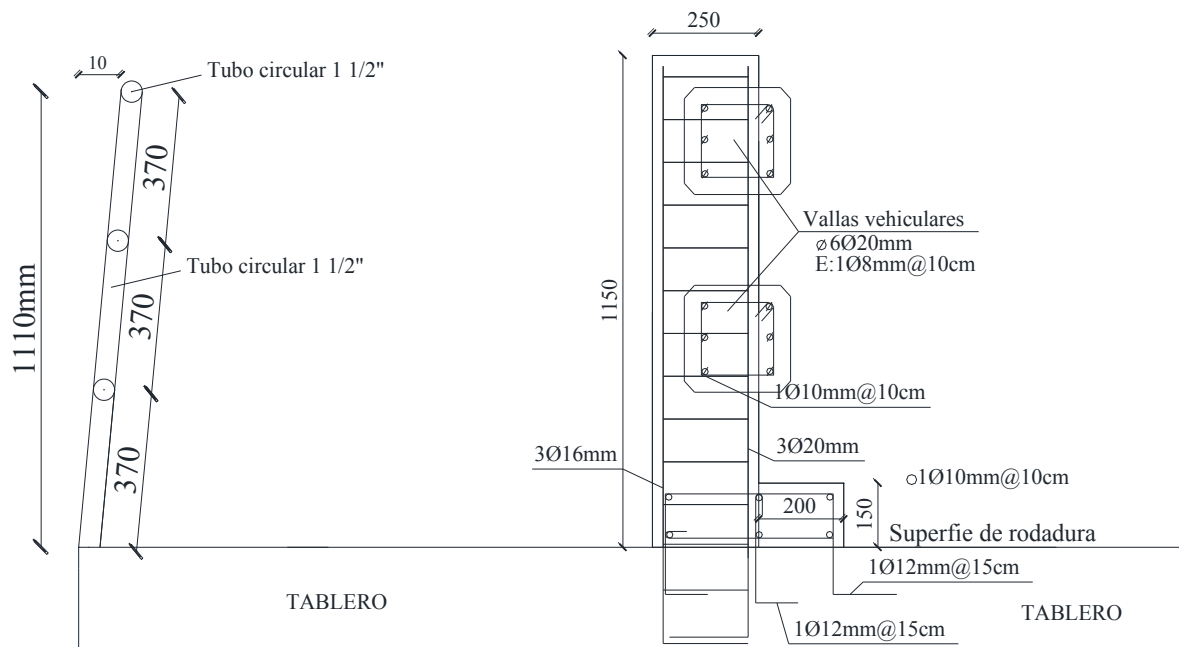
Debido a que la protección peatonal o de ciclistas está separada de la protección vehicular por la caminería, a la protección lateral combinada para velocidades de circulación mayores a 70 km/h para su respectivo diseño se la tomara de forma separada una protección lateral y una protección vehicular.

#### c.2.1 Protección lateral combinada: Protección peatonal metálica y protección vehicular con postes de hormigón y vallas vehiculares de acero.



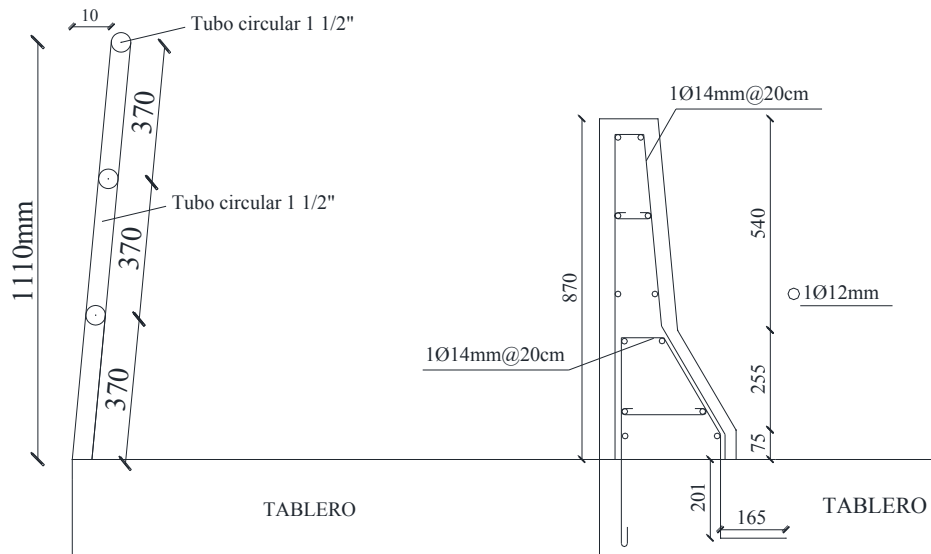
**Figura 5.148** Protección lateral combinada: Protección peatonal metálica y protección vehicular con postes de hormigón y vallas vehiculares de acero

**c.2.2 Protección lateral combinada: Protección peatonal metálica y protección vehicular con postes y vallas vehiculares de hormigón armado.**



**Figura 5.149** Protección lateral combinada: Protección peatonal metálica y protección vehicular con postes y vallas vehiculares hormigón

**c.2.3 Protección lateral combinada: Protección peatonal metálica y protección vehicular maciza de hormigón armado.**



**Figura 5.150** Protección lateral combinada: Protección peatonal metálica y protección vehicular maciza de hormigón armado

## **CAPITULO 6**

### **ANALISIS DE RESULTADOS**

#### **6.1 Comparación de la metodología de diseño utilizada, en las dos versiones de las especificaciones AASHTO000**

La primera metodología se basa en las Especificaciones AASHTO Estándar 2002 [2], la cual establece un método de análisis que es el método elástico basado en esfuerzos admisibles para el diseño de las protecciones laterales para puentes de carretera.

La segunda metodología se basa en las Especificaciones AASHTO LRFD 2005 [7], la cual utiliza el criterio de los estados limite últimos y de servicio y coeficientes basados en la teoría de la confiabilidad y en conocimiento estadístico de las cargas y de las características del material.

##### **6.1.1.- Semejanzas y diferencias entre las metodologías de diseño**

###### **a. Semejanzas de las metodologías de diseño aplicadas**

Las Especificaciones AASHTO Estándar como AASHTO LRFD no presentan similitudes en la metodología de diseño para protecciones laterales en puentes de carretera.

La única similitud entre las Especificaciones AASHTO Estándar como AASHTO LRFD es que para protecciones laterales combinadas determinan condiciones similares para puentes de uso combinado en cuanto a la velocidad de circulación, sean estas menores o mayores a 70 km/h

###### **b. Diferencias de las metodologías**

Al comparar las Especificaciones AASHTO Estándar con las AASHTO LRFD en lo que se refiere a las protecciones laterales encontramos que la diferencia principal es el método de diseño aplicado, ya que las especificaciones AASHTO estándar utilizan el método elástico mientras que las especificaciones AASHTO LRFD utilizan el método de estados

límites y factores de carga y resistencia para determinar las secciones resistentes de los elementos.

Los requisitos de diseño de las Especificaciones AASHTO LRFD como los factores de carga y de resistencia fueron desarrollados a partir de la teoría de la confiabilidad en base al conocimiento estadístico actual de las cargas y el comportamiento de las estructuras, mientras que las Especificaciones AASHTO Estándar se basan en la filosofía de la tensión nominal de trabajo, que analiza todas las cargas con el mismo nivel de incertidumbre.

Las Especificaciones AASHTO LRFD detallan los denominados factores modificadores de carga, que dependen de la ductilidad, redundancia e importancia estructural de la estructura; factores que afectan el margen de seguridad de los puentes, consideraciones que no son examinadas en las Especificaciones AASHTO Estándar.

Las dos especificaciones AASHTO presentar diferentes combinaciones de diseño, ya que, los estados límites dispuestos por las Especificaciones AASHTO LRFD remplazan a los grupos de cargas encontrados en las Especificaciones AASHTO Estándar.

### **6.1.2. Comparación de las características de los diseños resultantes**

#### **a. Cargas solicitantes**

En cuanto a las cargas actuantes en las protecciones laterales se puede evidenciar que difieren de una normativa a otra a otra ya que para protecciones vehiculares la AASHTO estándar establece un carga vehicular de 10000 libras (44.48 kN) aplicada lateralmente en forma perpendicular a la protección y distribuida como se indica en las figura 3.1 del capítulo 3 para todos los tipos de protecciones vehiculares, mientras que la AASHTO LRFD establece varios niveles de protección para los elementos y las cargas se aplican atendiendo al nivel de impacto según las características de los vehículos que circulan en las carreteras tal como se indica en la tabla 4.2 del capítulo 4. En este análisis se ha utilizado las consideraciones para el nivel de protección TL-4, que determina 3 cargas



actuales: una Fuerza transversal de 240000 N distribuida en 1070mm, una fuerza longitudinal de 80000N distribuida en 1070mm y una fuerza vertical de arriba hacia abajo de 80000N distribuida en 5500mm, estas cargas se aplican a una altura de 810mm sobre el nivel de la cazada.

En cuanto a las cargas actuales en las protecciones peatonales la diferencia radica en el valor de la carga peatonal aplicada a las protecciones peatonales ya que la AASHTO estándar establece un carga peatonal de 0.74 N/mm aplicada lateralmente y perpendicular a la protección y distribuida como se indica en las figura 3.2 y 3.3 del capítulo 3, mientras que la AASHTO LRFD establece una carga similar de 0.73N/mm adicional a la sobrecarga de:

$$P_{LL} = 890 + 0,73 L \quad (4.1)$$

Aplicadas como se indica en la figura 4.5 del capítulo 4.

En cuanto a las protecciones combinadas las Especificaciones AASHTO Estándar no determinan condiciones específicas para este tipo de protecciones sin embargo se analizan para que sus elementos resistan tanto las solicitudes para protecciones peatonales como para protecciones vehiculares.

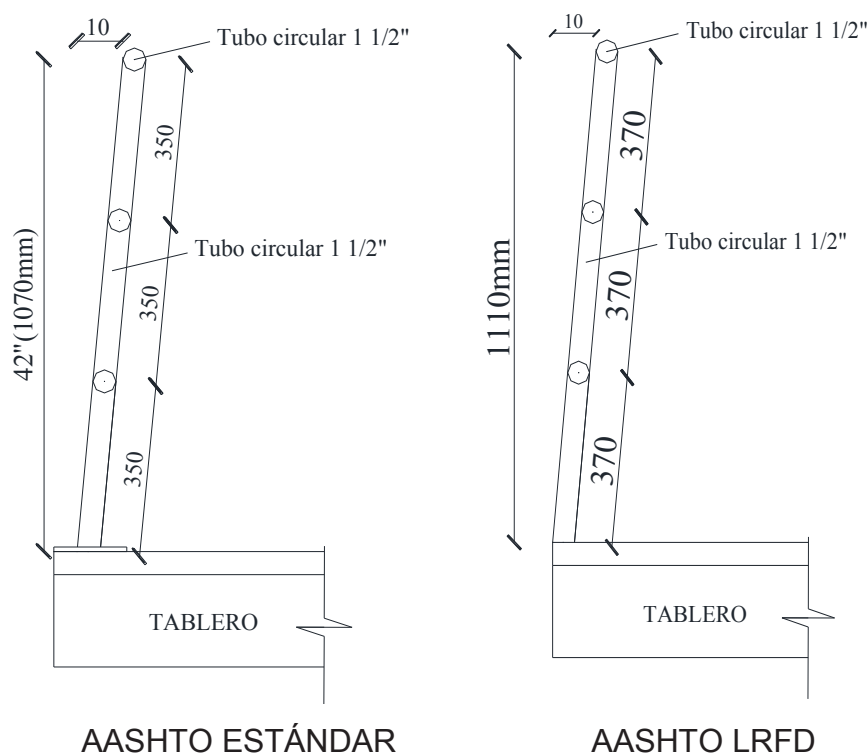
Las Especificaciones AASHTO LRFD establecen que La combinación de protección vehicular y peatonal debe satisfacer los requerimientos tanto de las protecciones peatonales con las exigencias para la contención vehicular.

## **6.2. Comparación de los resultados obtenidos**

### **6.2.1 Secciones resistentes**

#### **a.- Protecciones laterales peatonales**

Las secciones resistentes diseñadas para un sistema de protecciones laterales peatonales según las especificaciones AASHTO LRFD y como lo establecen las especificaciones AASHTO estándar son las siguientes:



**Figura 6.1** Comparación de protección peatonal.

Como se puede ver en la figura 6.1 las secciones resistentes en la protección lateral son similares ya que en ambas protecciones se utiliza un perfil circular de 1 ½ “para pasamanos y postes.

Como se puede ver en la figura 6.1 a diferencia entre estas dos protecciones peatonales es el valor de la altura del poste y la separación de los pasamanos como se describe en la tabla 6.1.

Elemento	AASHTO Estándar		AASHTO LRFD	
	Sección resistente	Geometría	Sección resistente	Geometría
<b>Pasamano</b>	Perfil circular 1½” e=3.7mm	Separación: 350mm	Perfil circular 1½” e=3.7mm	Separación: 370mm
<b>Poste</b>	Perfil circular 1½” e=3.7mm	Altura: 1070mm Separación: 0.15m (150mm)	Perfil circular 1½” e=3.7mm	Altura: 1110mm Separación: 0.15m (150mm)

**Tabla 6.1** Comparación de protección peatonal.

#### **b.- Protecciones laterales Vehiculares**

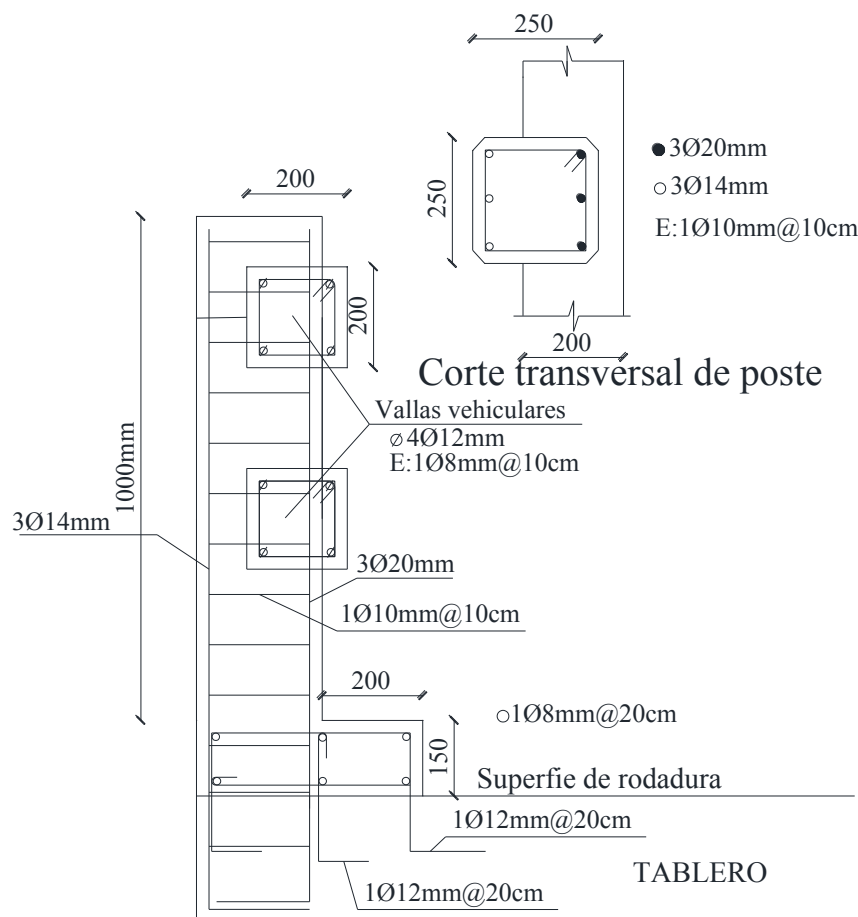
Las secciones resistentes diseñadas para un sistema de protecciones laterales para puentes de carreteras que establecen el nivel TL-4 según

las especificaciones AASHTO LRFD y como lo establecen las especificaciones AASHTO estándar son las siguientes:

- **Para protecciones laterales con poste y valla vehicular de hormigón armado:**

Como se puede ver en la figura 6.2 y 6.3 la configuración de los elementos de este tipo de protección lateral son similares.

La diferencia radica en las dimensiones de la valla vehicular y también en el armado de poste y valla vehicular como se puede ver en la figura 6.2 y 6.3 como también en la tabla 6.2.



**Figura 6.2** Protección lateral vehicular con poste y valla de hormigón armado según AASHTO STANDARD

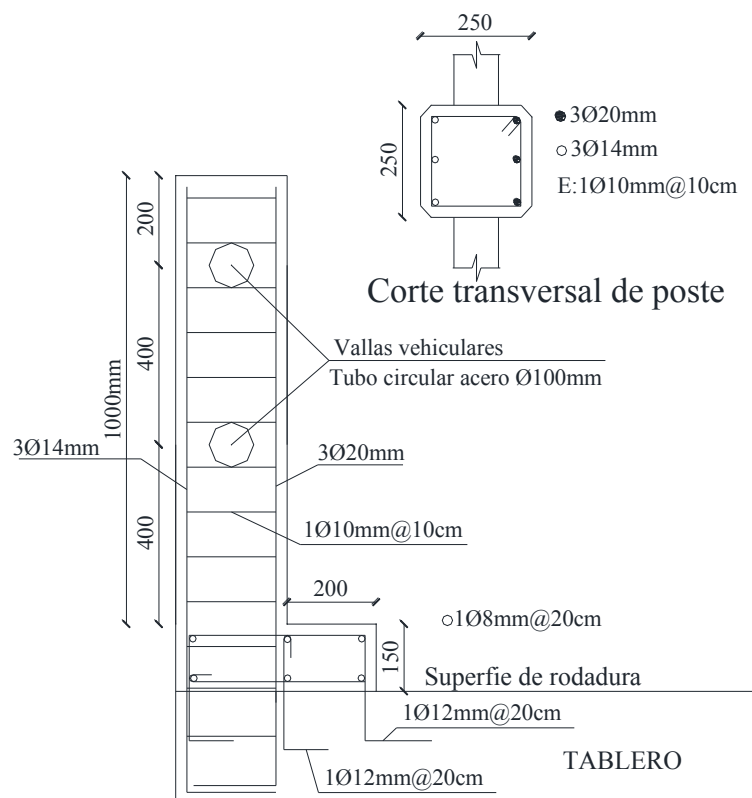


Se puede ver en la tabla 6.2 que en cuanto al diseño de las vallas vehiculares mediante las especificaciones AASTHO Estándar se tiene secciones más pequeñas (200mmx200mm) y menor cantidad de acero de refuerzo (4 $\Phi$ 12mm); que las obtenidas en el diseño mediante las especificaciones AASHTO LRFD (250x250mm) y refuerzo (6 $\Phi$ 20mm).

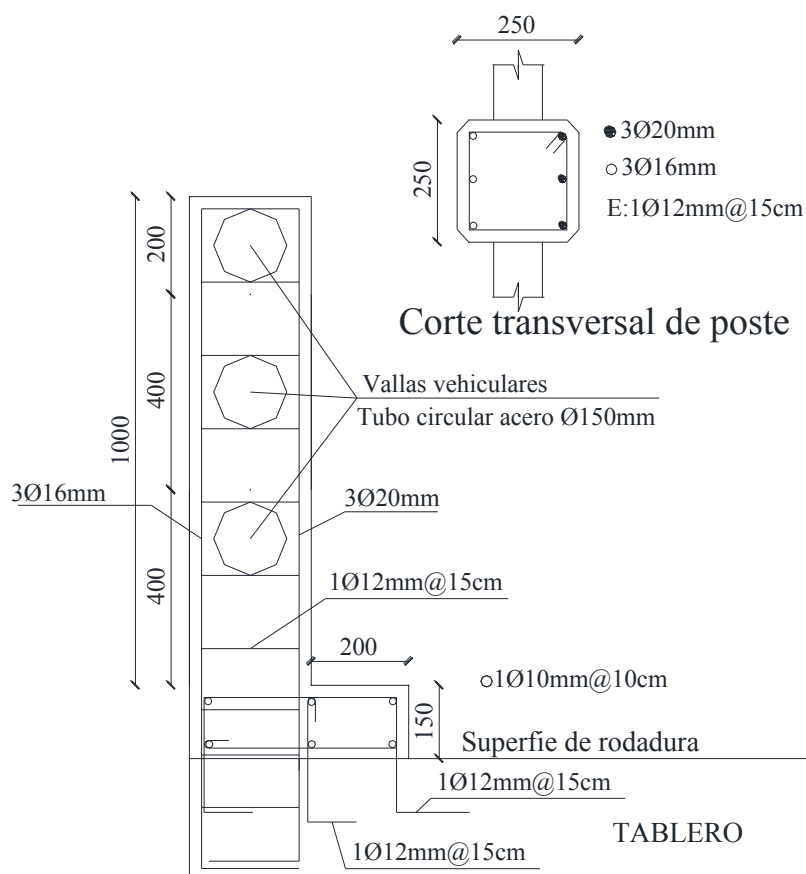
En cuanto al diseño de los postes mediante las especificaciones AASTHO Estándar se tiene la misma sección transversal (250mmx250mm) y menor cantidad de acero de refuerzo (3 $\Phi$ 20mm, 3 $\Phi$ 14mm) que las obtenidas en el diseño mediante las especificaciones AASHTO LRFD (250x250mm) y refuerzo (3 $\Phi$ 20mm, 3 $\Phi$ 16mm).

En cuanto al diseño del bordillo mediante las especificaciones AASTHO Estándar se tiene la misma sección transversal (1500mmx200mm) y menor cantidad de acero de refuerzo (1 $\Phi$ 12mm@200mm) que las obtenidas en el diseño mediante las especificaciones AASHTO LRFD (150x250mm) y refuerzo (1 $\Phi$ 12mm@150mm).

- **Para protecciones laterales con poste de hormigón armado y valla vehicular de acero.**



**Figura 6.4** Protección lateral vehicular con poste de hormigón y valla metálica según AASHTO STANDARD



**Figura 6.5** Protección lateral vehicular con poste de hormigón y valla metálica según AASHTO LRFD

Elemento	AASHTO Estándar		AASHTO LRFD	
	Sección resistente	Geometría	Sección resistente	Geometría
Valla vehicular	2 Perfiles circulares de <b>Ø100mm</b>	Separación: 300mm	3 Perfiles circulares de <b>Ø150mm</b>	Separación: 150mm
Poste	Sección de Hormigón: <b>250x250mm</b> Acero de refuerzo: <b>3Ø20mm, 3Ø14mm</b> <b>E:1Ø10mm@100mm</b>	Altura: 1150mm Separación entre postes: 2000mm	Sección de Hormigón: <b>25x25 cm</b> Acero de refuerzo: <b>3Ø20mm, 3Ø16mm</b> <b>E:1Ø10mm@100mm</b>	Altura: 1150mm Separación entre postes: 2000mm
Bordillo	Hormigón: <b>200x150mm</b> Acero: <b>1Ø12mm@200mm</b>	Altura: 150mm	Hormigón: <b>200x150mm</b> Acero: <b>1Ø12mm@150mm</b>	Altura: 150mm
Anclaje	Profundidad: <b>250mm</b>		Profundidad: <b>255mm</b>	

**Tabla 6.3** Comparación de protección con poste de hormigón y valla metálica.

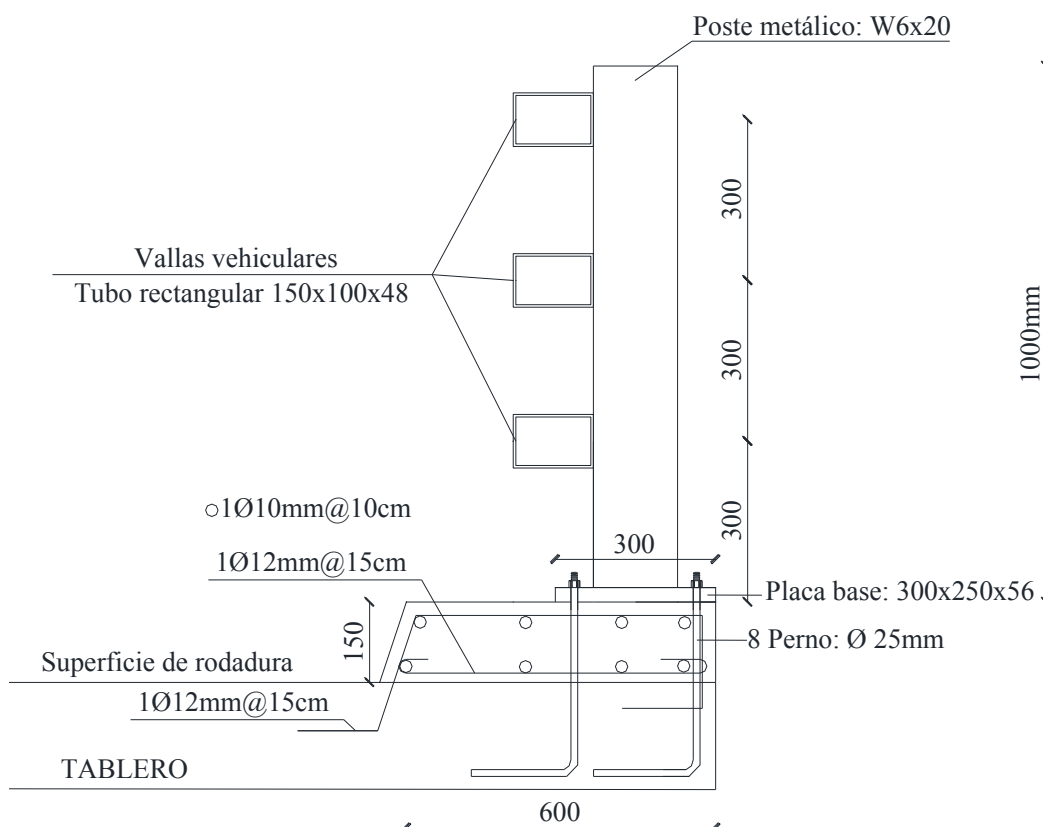
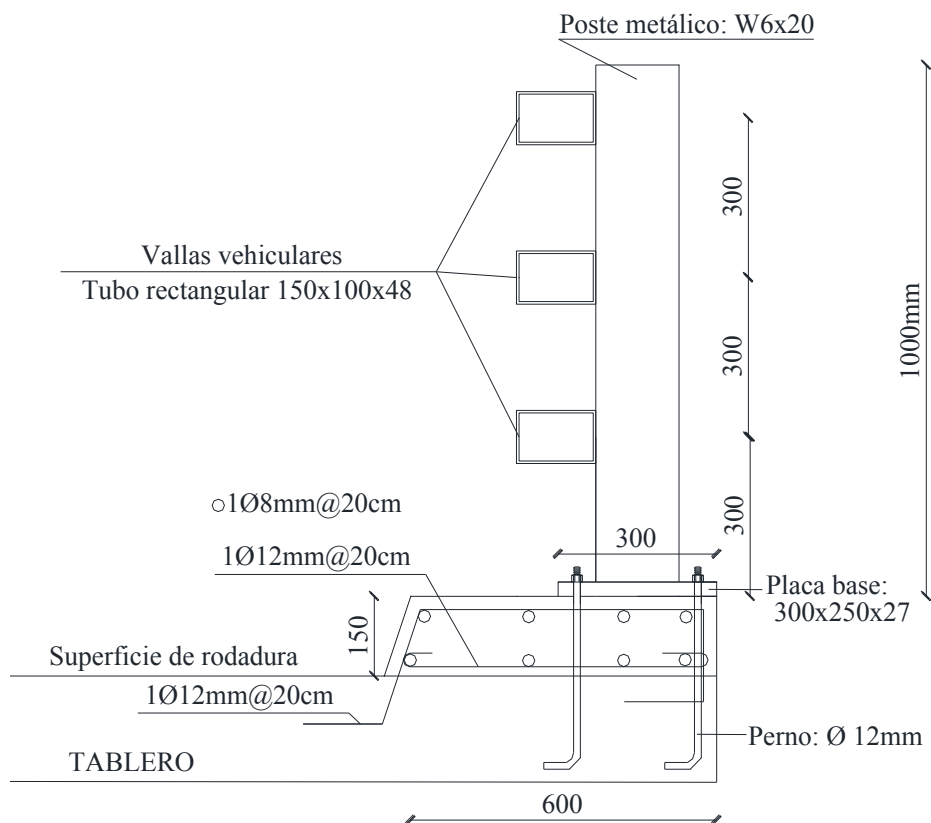
Se puede ver en la tabla 6.3 y en las figuras 6.5 y 6.4 que en cuanto al diseño de las vallas vehiculares mediante las especificaciones AASTHO Estándar se tiene menos vallas vehiculares, menor separación entre vallas (300mm) y secciones más pequeñas (tubo circular  $\Phi 100\text{mm}$ ); que las obtenidas en el diseño mediante las especificaciones AASHTO LRFD: 3 vallas vehiculares (tubo circular  $\Phi 150\text{mm}$ ) separadas 150mm.

En cuanto al diseño de los postes mediante las especificaciones AASTHO Estándar se tiene la misma sección transversal (250mmx250mm), la misma separación entre postes (2000mm) y menor cantidad de acero de refuerzo (3 $\Phi 20\text{mm}$ , 3 $\Phi 14\text{mm}$ ) que las obtenidas en el diseño mediante las especificaciones AASHTO LRFD (250x250mm) y refuerzo (3 $\Phi 20\text{mm}$ , 3 $\Phi 16\text{mm}$ ).

En cuanto al diseño del bordillo mediante las especificaciones AASTHO Estándar se tiene la misma sección transversal (1500mmx200mm) y menor cantidad de acero de refuerzo (1 $\Phi 12\text{mm}@200\text{mm}$ ) que las obtenidas en el diseño mediante las especificaciones AASHTO LRFD (150x250mm) y refuerzo (1 $\Phi 12\text{mm}@150\text{mm}$ ).

- **Para protecciones laterales con poste y valla vehicular de acero**

La diferencia radica en el anclaje del poste al tablero y también en el armado de poste y valla vehicular, tanto el poste como la valla vehicular poseen las mismas secciones resistentes como se puede ver en la figura 6.6 y 6.7 y en la tabla 6.4.





Elemento	AASHTO Estándar		AASHTO LRFD	
	Sección resistente	Geometría	Sección resistente	Geometría
Valla vehicular	3Tubos rectangulares de <b>150x100x48mm</b>	Separación: 200mm	3 Tubos rectangulares de <b>150x100x48mm</b>	Separación: 200mm
Poste	Perfil metálico tipo I <b>W6x20</b> Anclaje: 4 pernos <b>Φ12mm</b>	Altura: 1150mm Separación entre postes: 2000mm	Perfil metálico tipo I <b>W6x20</b> Anclaje: 12 pernos <b>Φ12mm</b>	Altura: 1150mm Separación entre postes: 2000mm
Bordillo	Hormigón: <b>200x150mm</b> Acero: <b>1Φ12mm@200mm</b>	Altura: 150mm	Hormigón: <b>200x150mm</b> Acero: <b>1Φ12mm@150mm</b>	Altura: 150mm
Anclaje	Profundidad: <b>250mm</b>		Profundidad: <b>255mm</b>	

**Tabla 6.4** Comparación de protección con poste y valla vehicular de acero.

Se puede ver en la tabla 6.4 y en las figuras 6.6 y 6.7 que en cuanto al diseño de las vallas vehiculares mediante las especificaciones AASTHO Estándar se tiene el mismo número de vallas vehiculares, la misma separación entre vallas (200mm) y las mismas secciones (tubo rectangular de 150x100x48mm); que las obtenidas en el diseño mediante las especificaciones AASHTO LRFD.

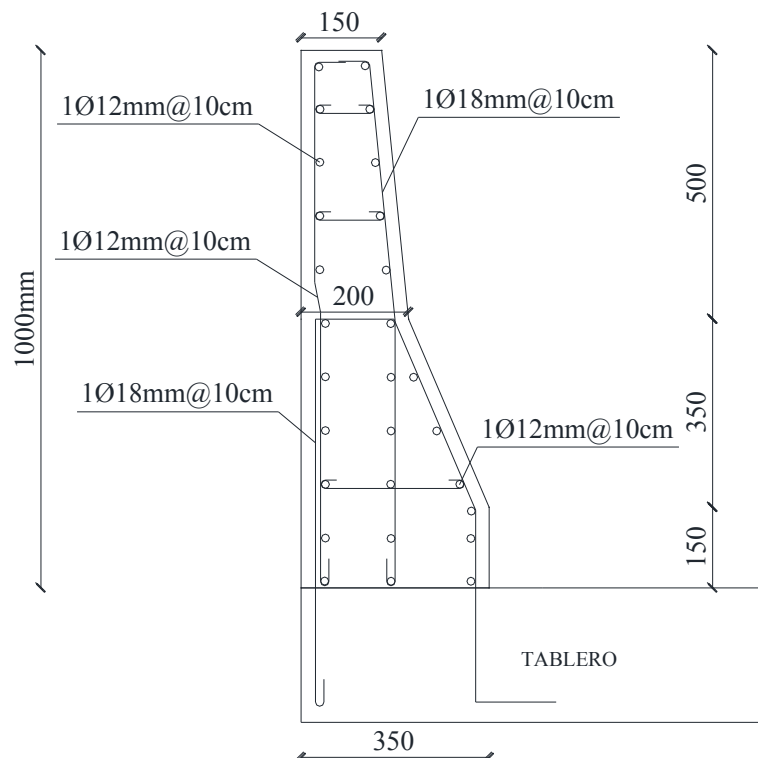
En cuanto al diseño de los postes mediante las especificaciones AASTHO Estándar se tiene la misma sección transversal (Perfil metálico tipo I W6x20), la misma separación entre postes (2000mm) y menor pernos de anclaje (4 pernos Φ12mm) que las obtenidas en el diseño mediante las especificaciones AASHTO LRFD: Perfil metálico tipo I W6x20 separados 2000mm y 8 pernos Φ12mm

En cuanto al diseño del bordillo mediante las especificaciones AASTHO Estándar se tiene la misma sección transversal (1500mmx200mm) y menor cantidad de acero de refuerzo (1Φ12mm@200mm) que las obtenidas en el diseño mediante las especificaciones AASHTO LRFD (150x250mm) y refuerzo (1Φ12mm@150mm).

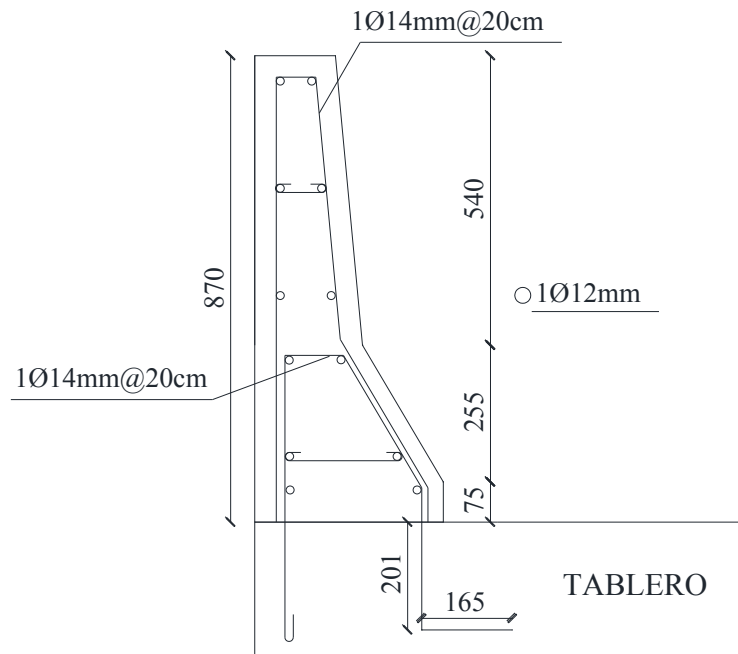
- **Para protecciones laterales macizas (parapetos) de hormigón armado**

Se puede ver en la tabla 6.5 y en las figuras 6.8 y 6.9 que en cuanto al diseño de la protección lateral mediante las especificaciones AASTHO Estándar se tiene una mayor altura del parapeto (1000mm), las mismas secciones transversales en cada parte del parapeto (En Base de parapeto:

350x1500 mm, En sector central de parapeto 200x1500mm, En parte alta de parapeto 150x1500 mm) menores cantidades de acero de refuerzo (Transversal:  $1\phi 16\text{mm}@100\text{mm}$ ,  $1\phi 12\text{mm}@100\text{mm}$ , Longitudinal:  $1\phi 12\text{mm}@100\text{mm}$ ); que las obtenidas en el diseño mediante las especificaciones AASHTO LRFD altura: 870mm, sección: (En Base de parapeto: 350x1500 mm, En sector central de parapeto 200x1500mm, En parte alta de parapeto 150x1500 mm), acero de refuerzo: (Transversal:  $1\phi 14\text{mm}@200\text{mm}$ ,  $1\phi 14\text{mm}@200\text{mm}$ , Longitudinal:  $1\phi 12\text{mm}@200\text{mm}$ )



**Figura 6.8** Parapeto de hormigón armado según AASHTO STANDARD



**Figura 6.9** Parapeto de hormigón armado según AASHTO LRFD

Elemento	AASHTO Estándar		AASHTO LRFD	
	Sección resistente	Geometría	Sección resistente	Geometría
Parapeto	Sección de Hormigón.- En Base de parapeto: <b>350x1500 mm</b> En sector central de parapeto: <b>200x1500mm</b> En parte alta de parapeto: <b>150x1500 mm</b> Acero de refuerzo: Transversal: <b>1Φ16mm@100mm,</b> <b>1Φ12mm@100m,</b> Longitudinal: <b>1Φ12mm@100mm</b>	Altura: 1000mm Longitud de parapeto: 1500mm	Sección de Hormigón.- En Base de parapeto: <b>350x1500 mm</b> En sector central de parapeto: <b>200x1500 mm</b> En parte alta de parapeto: <b>150x1500 mm</b> Acero de refuerzo: Transversal: <b>1Φ14mm@200mm,</b> <b>1Φ14mm@200mm,</b> Longitudinal: <b>1Φ12mm@200mm</b>	Altura: 870mm Longitud de parapeto: 1500mm
Anclaje al tablero	Anclaje: <b>1Φ16mm@20cm</b> tanto en el As+ como en el As-		Anclaje: <b>1Φ14mm@20cm</b> tanto en el As+ como en el As-	

**Tabla 6.5** Comparación de protección maciza (parapeto de hormigón armado)

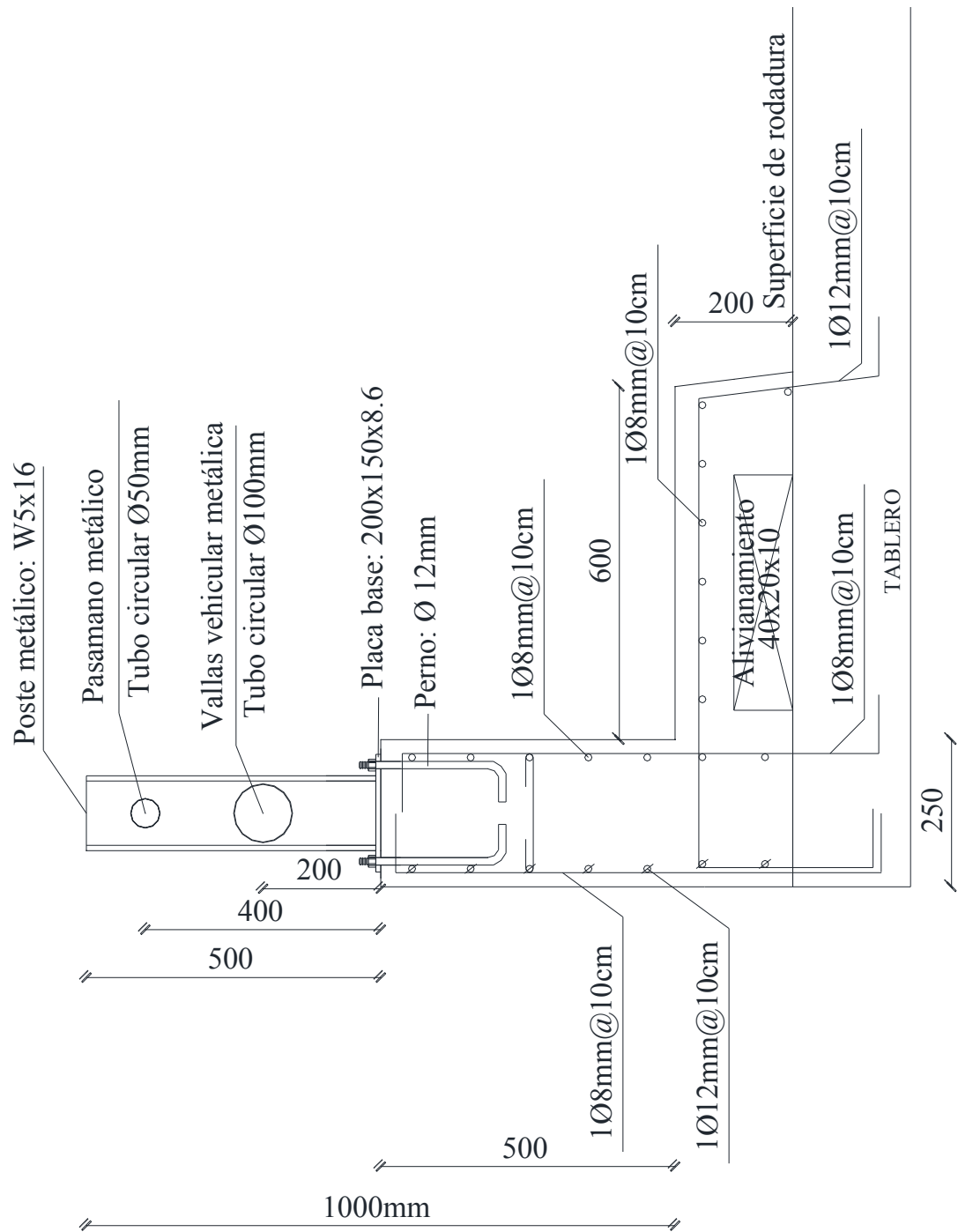
### **c.- Protecciones laterales combinadas.**

- **Para puentes con velocidades de circulación menores a 70 km/h**

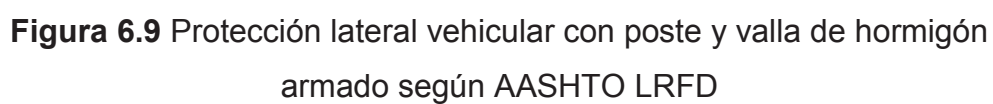
La diferencia radica en el anclaje del parapeto al tablero y también en el armado del parapeto, la dimensión y el armado de la acera y el armado del bordillo tanto el poste como la valla vehicular y pasamano poseen las mismas secciones resistentes.

Se puede ver en la tabla 6.6 y en las figuras 6.8 y 6.9 que en cuanto al diseño de la valla vehicular mediante las especificaciones AASTHO Estándar y AASHTO LRFD se tiene el mismo perfil circular (Perfil circular:  $\Phi 100\text{mm}$ ), para el pasamanos se tiene el mismo tubo circular de  $\Phi 50\text{mm}$  al igual que para el poste se tiene las mismas secciones resistentes (Perfil metálico tipo I W5x16) y para el parapeto se tiene la misma sección transversal Sección de Hormigón: (250x500mm) que las obtenidas en el diseño mediante las especificaciones AASHTO LRFD.

La diferencia se la puede ver en la cantidad de acero de refuerzo ya que en el diseño de la protección combinada mediante AASHTO Estandar se obtiene para el parapeto Refuerzo Transversal:  $2\Phi 8\text{mm}@100\text{mm}$ , Longitudinal:  $1\Phi 12\text{mm}@10\text{cm}$ ,  $1\Phi 8\text{mm}@100\text{mm}$ , para la acera el ancho de esta (600mm) , Acero de refuerzo: Transversal:  $1\Phi 12\text{mm}@100\text{m}$ , Longitudinal:  $1\Phi 8\text{mm}@100\text{mm}$ ; para el bordillo Acero Transversal:  $1\Phi 12\text{mm}@100\text{mm}$ , Acero Longitudinal:  $3\Phi 8\text{mm}$ ; mientras que en el diseño mediante las especificaciones AASHTO LRFD se obtiene para el parapeto Refuerzo Transversal:  $1\Phi 14\text{mm}@200\text{mm}$ ,  $1\Phi 14\text{mm}@100\text{mm}$ , Longitudinal:  $1\Phi 12\text{mm}@200\text{mm}$ ,  $1\Phi 12\text{mm}@200\text{mm}$ , para la acera el ancho de esta (1000mm) , Acero de refuerzo: Transversal:  $1\Phi 16\text{mm}@100\text{mm}$ , Longitudinal:  $1\Phi 14\text{mm}@200\text{mm}$ ; para el bordillo Acero Transversal:  $1\Phi 16\text{mm}@100\text{mm}$ , Acero Longitudinal:  $1\Phi 14\text{mm}$ .



**Figura 6.8** Protección lateral vehicular con poste y valla de hormigón armado según AASHTO STANDARD



Elemento	AASHTO Estándar		AASHTO LRFD	
	Sección resistente	Geometría	Sección resistente	Geometría
Valla vehicular	Perfil circular: <b>Φ100mm</b>	Separación: 150mm	Perfil circular: <b>Φ100mm</b>	Separación: 150mm
Pasamano	Perfil circular: <b>Φ50mm</b>	Separación: 100mm	Perfil circular: <b>Φ500mm</b>	Separación: 100mm
Poste	Perfil metálico tipo I <b>W5x16</b> Anclaje: 4 pernos <b>Φ12mm</b>	Altura: 500mm Separación entre postes: 2000mm	Perfil metálico tipo I <b>W5x16</b> Anclaje: 6 pernos <b>Φ20mm</b>	Altura: 500mm Separación entre postes: 2000mm
Parapeto	Sección de Hormigón: <b>250x500mm</b> Acero de refuerzo: Transversal: <b>2Φ8mm@100mm,</b> Longitudinal: <b>1Φ12mm@10cm</b> <b>1Φ8mm@100mm</b>	Altura: 500mm Longitud de parapeto: 6000mm	Sección de Hormigón: <b>250x500 mm</b> Acero de refuerzo: Transversal: <b>1Φ14mm@200mm,</b> <b>1Φ14mm@100mm,</b> Longitudinal: <b>1Φ12mm@200mm</b> <b>1Φ12mm@200mm</b>	Altura: 500mm Longitud de parapeto: 6000mm
Acera	Sección de Hormigón <b>100x400mm/mlínea</b> Acero de refuerzo: Transversal: <b>1Φ12mm@100mm,</b> Longitudinal: <b>1Φ8mm@100mm</b>	Ancho de acera: 600mm	Sección de Hormigón <b>10x400mm /m línea</b> Acero de refuerzo: Transversal: <b>1Φ16mm@100mm,</b> Longitudinal: <b>1Φ14mm@200mm</b>	Ancho de acera: 1000mm
Bordillo	Sección de Hormigón <b>175x200mm</b> Acero Transversal: <b>1Φ12mm@100mm,</b> Acero Longitudinal: <b>3Φ8mm</b>		Sección de Hormigón: <b>175x200mm</b> Acero Transversal: <b>1Φ16mm@100mm,</b> Acero Longitudinal: <b>1Φ14mm</b>	
Anclaje	Profundidad: <b>250mm</b>		Profundidad: <b>201mm</b>	

**Tabla 6.6** Comparación de protección con poste y valla vehicular de acero.

- **Para puentes con velocidades de circulación mayores a 70 km/h**

Dado que las protecciones combinadas para puentes con velocidades mayores a 70km/h consisten en una protección vehicular y una protección peatonal separadas una de otra por la calzada de circulación peatonal, estas protecciones serán tomadas como elementos separados, tal como se muestra en el capítulo 5 numeral 5.3.4 literal c.2 y numeral 5.2.1 literal c.2, por esta razón se toma la comparación de cada elemento sea protección peatonal o protección vehicular como se establece en los párrafos anteriores de este capítulo.

### **6.2.2 Volúmenes de obra**

#### **a.- Protecciones laterales peatonales**

Las secciones volúmenes de obra para sistema de protecciones laterales peatonales que se han obtenido en este análisis, según las especificaciones AASHTO LRFD y como lo establecen las especificaciones AASHTO estándar son las siguientes:

<b>Cantidades por metro lineal de protección peatonal</b>		
<b>Tubo circular de 1 ½" x 3.7mm [23]</b>		
<b>Elemento</b>	<b>AASHTO Estándar</b>	<b>AASHTO LRFD</b>
<b>Pasaman o</b>	30.29 kg	30.76 kg
<b>Poste</b>	12.11 kg	12.11 kg
<b>TOTAL</b>	<b>42.40 kg</b>	<b>42.87 kg</b>

**Tabla 6.7** Comparación de volúmenes de obra en protección peatonal.

Se puede ver que en cuanto a volúmenes de obra la diferencia en las protecciones laterales es mínima, con cierta mayoría de cantidad de acero para la protección peatonal diseñada mediante las especificaciones AASHTO LRFD.

#### **b.- Protecciones laterales Vehiculares**

Las secciones volúmenes de obra para sistema de protecciones laterales vehiculares que se han obtenido en este análisis, según las especificaciones AASHTO LRFD y como lo establecen las especificaciones AASHTO estándar son las siguientes:



- Para protecciones laterales con poste y valla vehicular de hormigón armado:

Cantidades por metro lineal de protección vehicular con poste y valla de hormigón armado				
Elemento	AASHTO Estándar		AASHTO LRFD	
	Hormigón (m³)	Acero de refuerzo (kg)	Hormigón (m³)	Acero de refuerzo (kg)
Valla vehicular	0.08	12.64	0.13	30.14
Poste	0.04	14.61	0.04	13.97
Bordillo	0.03	10.25	0.03	14.72
<b>TOTAL</b>	<b>0.15</b>	<b>37.50</b>	<b>0.20</b>	<b>58.83</b>

**Tabla 6.8** Comparación de volúmenes de obra en protección vehicular con poste y valla de hormigón armado.

Para la protección lateral vehicular diseñada mediante las especificaciones AASHTO LRFD tenemos mayor cantidad de volumen de material en cuanto a hormigón y acero de refuerzo que la protección vehicular diseñada mediante las Especificaciones AASHTO Estándar.

- Para protecciones laterales con poste de hormigón armado y valla vehicular de acero.

Cantidades por metro lineal de protección vehicular con poste de hormigón armado y valla vehicular de acero				
Elemento	AASHTO Estándar		AASHTO LRFD	
	Hormigón (m³)	Acero (kg)	Hormigón (m³)	Acero (kg)
Valla vehicular	----	2 Tubos circulares de 100mm x 6mm: 70.80[23]	----	3 Tubos circulares de 150mm x 11mm: 127.53[23]
Poste	0.04	14.61	0.04	13.97
Bordillo	0.03	10.25	0.03	14.72
<b>TOTAL</b>	<b>0.07</b>	<b>95.66</b>	<b>0.07</b>	<b>156.22</b>

**Tabla 6.9** Comparación de volúmenes de obra en protección con poste de hormigón y valla vehicular metálica.

Para la protección lateral vehicular diseñada mediante las especificaciones AASHTO LRFD tenemos mayor cantidad de volumen de

material en cuanto a acero de refuerzo y perfilería estructural de acero, y la misma cantidad de hormigón que la protección vehicular diseñada mediante las Especificaciones AASHTO Estándar.

- **Para protecciones laterales con poste de y valla vehicular de acero.**

<b>Cantidades por metro lineal de protección vehicular con poste y valla vehicular de acero</b>				
<b>Elemento</b>	<b>AASHTO Estándar</b>		<b>AASHTO LRFD</b>	
	<b>Acero (kg)</b>		<b>Acero (kg)</b>	
Valla vehicular	3 Tubos rectangulares de 150mm x 100mm x 48mm [23]: 117.81		3 Tubos rectangulares de 150mm x 100mm x 48mm [23]: 117.81	
Poste	Perfil tipo IW6x20[23] 43.31		Perfil tipo IW6x20[23] 43.31	
<b>TOTAL</b>	<b>160.49</b>		<b>160.49</b>	
Bordillo	<b>Hormigón (m3)</b>	<b>Acero de refuerzo (kg)</b>	<b>Hormigón (m3)</b>	<b>Acero de refuerzo (kg)</b>
	0.03	10.25	0.03	14.72
<b>TOTAL</b>	<b>0.03</b>	<b>11.28</b>	<b>0.03</b>	<b>15.82</b>

**Tabla 6.10** Comparación de volúmenes de obra en protección con poste y valla vehicular de acero.

Para la protección lateral vehicular diseñada mediante las especificaciones AASHTO LRFD tenemos mayor cantidad de volumen de material en cuanto a acero de refuerzo y la misma cantidad de hormigón y perfilería estructural de acero que la protección vehicular diseñada mediante las Especificaciones AASHTO Estándar.

- **Para protecciones laterales macizas (parapetos) de hormigón armado**

Cantidades por metro lineal de protección vehicular maciza (parapeto) de hormigón armado				
Elemento	AASHTO Estándar		AASHTO LRFD	
	Hormigón (m³)	Acero (kg)	Hormigón (m³)	Acero (kg)
Parapeto	0.24	69.97	0.19	30.13
<b>TOTAL</b>	<b>0.24</b>	<b>69.97</b>	<b>0.19</b>	<b>156.22</b>

**Tabla 6.11** Comparación de volúmenes de obra en protección maciza (parapeto de hormigón armado).

Para la protección lateral vehicular diseñada mediante las especificaciones AASHTO LRFD tenemos mayor cantidad de volumen de material en cuanto a acero de refuerzo y la menor cantidad de hormigón que la protección vehicular diseñada mediante las Especificaciones AASHTO Estándar.

**c.- Protecciones laterales combinadas.**

- **Para puentes con velocidades de circulación menores a 70 km/h**

Cantidad de acero por metro lineal de protección vehicular con poste y valla vehicular de acero				
Elemento	AASHTO Estándar		AASHTO LRFD	
	Acero (kg)		Acero (kg)	
Valla vehicular	1 Tubo circular de 100mm x 6mm [23]: 35.40		1 Tubo circular de 100mm x 6mm [23]: 35.40	
Pasamano	1 Tubo circular de 100mm x 6mm [23]: 35.40		1 Tubo circular de 100mm x 6mm [23]: 35.40	
Poste	Perfil tipo IW5x16[23] 17.32		Perfil tipo IW6x20[23] 17.32	
<b>TOTAL</b>	<b>88.12</b>		<b>88.12</b>	
	Hormigón (m3)	Acero de refuerzo (kg)	Hormigón (m3)	Acero de refuerzo (kg)
Parapeto	0.18	20.34	0.18	33.04
Acera y bordillo	0.05	20.43	0.10	22.20
<b>TOTAL</b>	<b>0.25</b>	<b>40.77</b>	<b>0.30</b>	<b>55.24</b>

**Tabla 6.12** Comparación de protección con poste y valla vehicular de acero.

Para la protección lateral combinada diseñada mediante las especificaciones AASHTO LRFD tenemos mayor cantidad de volumen de material en cuanto a acero de refuerzo, hormigón y la misma cantidad de

perfilería estructural de acero que la protección vehicular diseñada mediante las Especificaciones AASHTO Estándar.

- **Para puentes con velocidades de circulación mayores a 70 km/h**

Dado que las protecciones combinadas para puentes con velocidades mayores a 70km/h consisten en una protección vehicular y una protección peatonal separadas una de otra por la calzada de circulación peatonal, estas protecciones serán tomadas como elementos separados, tal como se muestra en el capítulo 5 numeral 5.3.4 literal c.2 y numeral 5.2.1 literal c.2, por esta razón se toma la comparación de cada elemento sea protección peatonal o protección vehicular como se establece en los párrafos anteriores de este capítulo 6.

## **CAPITULO 7**

### **CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

#### **7.1 Conclusiones**

Se evidencia que la normativa internacional para el cálculo de protecciones laterales vehiculares en puentes ha avanzado mucho en los últimos años en lo referente al tema seguridad y diseño. Muchos de los sistemas de protecciones laterales utilizados en puentes del Ecuador han quedado desactualizados frente a los requerimientos de la normativa moderna.

Se expone en las especificaciones AASHTO LRFD [7] una metodología aceptada en varios países para la selección del nivel de seguridad requerido para las protecciones laterales vehiculares de puentes, las características geométricas y de resistencia y otras características particulares de la protección lateral lo que permite tener un elemento confiable y eficiente en su prestación de servicio para poder utilizarlo.

Todo este proceso redunda en lograr puentes más seguros tanto para los ocupantes de los vehículos que transitan por las vías y como para terceros y a su vez evitar accidentes en puentes de carretera.

El diseño mediante las especificaciones AASHTO LRFD [7] es más ajustado a la realidad ya que las combinaciones de diseño se encuentran establecidas en función de probabilidades de ocurrencia de los fenómenos debido a las cargas y generan seguridad gracias a los estados límites a las que se encuentran sujetas.

La necesidad de una protección para peatones y ciclistas debe basarse en los volúmenes y velocidades del tránsito del camino, número de peatones y ciclistas que usan el puente, y en las condiciones de los extremos de la estructura.

El criterio de diseño para seleccionar protecciones laterales de puentes está relacionado con la capacidad de contención y redireccionamiento del vehículo de diseño según las especificaciones AASHTO. Se debe diseñar e instalar protecciones laterales que puedan contener y redirigir vehículos, sobre todo cuando el traspaso de la protección lateral es potencialmente peligroso para sus ocupantes y para otras personas que transitan por el puente.

En el diseño de una protección de alto nivel hay que considerar su altura efectiva. Una protección puede tener resistencia adecuada para impedir la penetración física, pero a menos que también tenga adecuada altura ya que el vehículo o su carga pueden pasar sobre la protección o pueden rodar afuera de la protección durante el redireccionamiento.

Es necesario que el país cuente con una guía nacional para selección y rehabilitación de sistemas de contención vehicular para puentes, la cual pueda ser utilizada en todos los puentes tanto en proyectos de rehabilitación como de construcción nueva.

Debe cumplirse la separación de la acera de la calzada por medio de una protección para contención vehicular cuando se permita el tránsito peatonal o de ciclistas sobre el puente y cuando la velocidad de circulación de los vehículos sobre la estructura sea mayor o igual que 70 km/h.

Mediante el método LRFD se obtienen secciones resistentes mayores e índices de refuerzos superiores a los determinados mediante el método Estándar, debido a que con este método es posible lograr una confiabilidad más uniforme (Todos los miembros componentes tienen la misma probabilidad de falla), porque los diferentes factores (carga y resistencia) reflejan, el grado de incertidumbre de las diferentes cargas, de sus combinaciones y de la exactitud del tipo de resistencia pronosticada. En cambio, el método Estándar está caracterizado por el

uso de cargas de trabajo, no factorizadas. Utilizando este método, debido a la gran variabilidad y por lo tanto a la impredecibilidad de las cargas vivas y accidentales en comparación con las cargas permanentes, no resulta posible obtener una confiabilidad uniforme para los elementos estructurales.

La normativa LRFD especifica los denominados factores modificadores de carga, que dependen de la ductilidad, redundancia e importancia estructural de la estructura; factores que afectan el margen de seguridad de los puentes, consideraciones que no son contempladas en la norma Standard.

El método LRFD, nos introduce al cálculo estructural consensuado entre la mecánica de los materiales y la experiencia tecnológica, lo que nos permite predecir sin duda alguna, un comportamiento más cercano de las estructuras.

## **7.2. Recomendaciones**

Se deben cumplir los criterios establecidos en la especificación AASHTO LRFD [7] para la selección de sistemas de protecciones laterales vehiculares en puentes.

Con base en lo observado, se puede afirmar que los sistemas de contención existentes en puentes del país no cumplen con las especificaciones actuales.

Una protección lateral de puente requiere una aproximación de protección de carretera y una longitud de transición. Cuando un puente sirva también a los peatones y/o ciclistas debe poseer una protección lateral para protegerlos del tránsito vehicular y de la caída de estos sobre el puente.

Para ser efectivas, estas protecciones deben instalarse correctamente para permitir la disipación de energía, y en forma tal que el resultado final no sea más peligroso que un objeto fijo no protegido. Esto requiere atención al detalle del ensamble e instalación de todos los componentes de la protección. Adecuadamente instaladas pueden ser efectivas en reducir la gravedad de los accidentes. Si se instalan inadecuadamente, pueden ser inefectivas o contraproducentes, resultando un peligro mayor que el objeto a proteger.

En situaciones de baja velocidad (velocidad menor a 70 km/h), el bordillo de la acera puede proveer una protección a los peatones si no hay separación entre el tránsito y los peatones. En zonas urbanas, una protección de puente entre el tránsito y la acera proporciona protección máxima a los peatones, pero debe proyectarse una adecuada transición con la protección de aproximación dejando siempre la acera por detrás. Se debe proveer una protección peatonal del lado externo de la acera.

La utilización de las especificaciones AASHTO LRFD [7] es prioritario porque estas producen un efecto más real del comportamiento de los elementos de un puente ya que se evalúan para diferentes estados límites como son estado límite de servicio, estado límite de fatiga y fractura, estado límite de resistencia, estado límite de evento extremo, que son afectados por los denominados factores modificadores de carga, que dependen de la ductilidad, redundancia e importancia estructural de la estructura; factores que afectan el margen de seguridad de los puentes

Como los puentes son estructuras de características especiales particularmente vulnerables, que requieren ser diseñados, mantenidos, evaluados y rehabilitados bajo normativas actualizadas, para cumplir una función social y brindar un servicio continuo se debe realizar estudios e investigaciones más minuciosos en lo que se refiere a los sistemas de contención de vehículos, realizando ensayos de impacto en sistemas de



contención de vehículos modelo que se ajusten a las condiciones de servicio de los puentes en el País.

Se debe realizar una evaluación de los sistemas de contención de vehículos en todos los puentes del País para así establecer si dichos sistemas cumplen con su servicio o necesitan ser reemplazados para así garantizar la seguridad en las estructuras viales del País.



## BIBLIOGRAFÍA

1. AASHTO. Roadside Design Guide. Washington Dc. 1989. 345p.
2. AASHTO. Standard Specifications for Highway Bridges. Décimo séptima Edición. USA 2002. 423p.
3. Hiasa grupo Gonvarri. Seguridad vial. Fecha de consulta: 2012-SEPTIEMBRE-05. Disponible en: <<http://www.hiasa.com/es/cargarFichaFamilia.do;jsessionid=39BDCB178EB8B3DB66696B987375944A?identificador=61>>.
4. Comercializadora de Equipos para Eventos y Parques S.A de C.V. Barreras y protectores de concreto. Fecha de consulta: 2012-Septiembre-01 Disponible en: <<http://barrerasyprotectordeconcreto.blogspot.com/>>.
5. Metalesa. Sistemas de contención de vehículos. Fecha de consulta: 2012-Agosto-15. Disponible en: <<http://www.metalesa.es/pretilas-de-hormigon-prefabricados-con-baranda-cms-1-50-30/>>.
6. Secretaria de Estado de Infraestructuras y transportes. Recomendaciones sobre sistemas de contención de vehículos. Madrid. Segunda edición. Centro de Publicaciones Secretaría General Técnica Ministerio de Fomento 2000. 250p.
7. AASHTO. LRFD Bridge Design Specifications. Tercera Edición. USA. 2004. 1005p
8. Guardia Urbana de Barcelona. Barrera New Jersey de Hormigón. Wikipol. Fecha de consulta: 2012-Septiembre-10. Disponible en: <<http://wikipol.wordpress.com/2010/03/09/new-jersey/>>.
9. AASHTO Diseño geométrico de carreteras y calles. Washington D.C 1994. 486p
10. NCHRP. National Cooperative Highway Research Program. Recommended Procedures for the Safety Performance Evaluation of Highway Features. 2000. 64p
11. ESCALANTE CERVERA, Víctor. Diseño de estructuras Metálicas LRFD. Primera edición. Editorial Independiente. Santo Domingo, República Dominicana. 2003. 172p.
12. Austroads. Australian Bridge Design Code – Austroroads Inc. 1999. 105p.

13. Empresa Mora Salazar. Productos Seguridad Vial. Fecha de consulta: 2012-Agosto-15 Disponible en: <<http://www.morasalazar.com/mssv/en/productos.html>>
14. Asebal. Seguridad Vial. Fecha de Consulta: 2012-Agosto-15. Disponible en: <<http://www.asebal.com/auxiliar-balizamiento/esp/seguridad-vial/sistemas-de-contencion-para-vehiculos/orden-circular-321-95>>
15. INCO Instituto Nacional de Concesiones, Colombia. Fotos Concesión Villavicencio, Protecciones laterales. Fecha de Consulta: 2012-Julio-15 Disponible en: <[http://siinco.inco.gov.co/siinco/concesiones/filtros/fotosconcesiones/rep\\_fotos.asp?tipo=IMG&tabla=FILE\\_COCOIMG&concesion=322](http://siinco.inco.gov.co/siinco/concesiones/filtros/fotosconcesiones/rep_fotos.asp?tipo=IMG&tabla=FILE_COCOIMG&concesion=322)>.
16. Trinity Productos para carretera. Amortiguadores Quad-guard. Fecha de Consulta: 2012-Agosto-15. Disponible en: <<http://www.trinitydefensasmetalicas.com/quadguard.html>>.
17. Aucalsa. Vías de frenado. Fecha de consulta 2012-Julio-10. Disponible en: <[http://www.aucalsa.com/autopista/servicios/vias\\_frenado.htm](http://www.aucalsa.com/autopista/servicios/vias_frenado.htm)>.
18. Ingeniería Real. Barandas para puentes. Fecha de consulta: 2012-Julio-10. Disponible en: <<http://ingenieriareal.com/barandales-para-puentes/>>.
19. Vaumm. Pasarela peatonal en Verviers (Bélgica). Fecha de consulta: 2012-Julio-10. Disponible en: <<http://vaumm.blogspot.com/search/label/infraestructuras?updated-max=2011-01-18T01:36:00-08:00&max-results=20&start=25&by-date=false>>.
20. Ministerio de Vialidad de Colombia. Mantenimiento de barandas de puentes tramo 90-08 Rio Buritaca Colombia. Fecha de consulta: 2012-Julio-10. Disponible en: <[siinco.inco.gov.co](http://siinco.inco.gov.co)>.
21. FHWA Safety. Federal Highway Administration. Roadside Hardware Policy and Guidance. Fecha de consulta: 2012-Agosto-10. Disponible en: <[http://safety.fhwa.dot.gov/roadway\\_dept/policy\\_guide/road\\_hardware/#crashworthy](http://safety.fhwa.dot.gov/roadway_dept/policy_guide/road_hardware/#crashworthy)>
22. Construmatica. Mago: Urban. Fecha de consulta: 2012-Septiembre-05 Disponible en: <<http://www.construmatica.com/outbound/empresas/www--2Emagogroup--2Ecom>>

23. American Institute of Steel Construction (AISC). Tablas de propiedades de perfiles de Acero estructural. 2006. 45p.
24. VAZQUEZ NARVAEZ, Jorge. Apuntes de clase de la asignatura de Diseño en Acero y Madera. Facultad de Ingeniería en Ciencias Físicas y Matemáticas. Universidad Central del Ecuador. Quito 2010-2011.
25. McCORMAC, Jack C. Diseño de estructuras de Acero método LRFD. Segunda Edición. México. Alfa y Omega Grupo Editor, 2002. 703p.
26. RODRÍGUEZ SERQUÉN, Arturo. Puentes. Quinta Edición. 2012. 333p. Fecha de consulta: 06 Octubre 2012. Disponible en: <<http://es.scribd.com/doc/132364866/Puentes-2012-Ing-Rodriguez>>
27. Ministerio de transporte y Comunicaciones del Perú. Manual de Especificaciones Técnicas Generales para la Construcción de Carreteras. Lima 2011. 640p.
28. American Section of the International Association for Testing Materials (ASTM). ASTM A36/A36M-05 Especificación Normalizada para Acero al Carbono Estructural. USA 2011. 3p.
29. AYABACA CAZAR, Teresa. Apuntes de clases de la asignatura de Puentes. Facultad de Ingeniería en Ciencias Físicas y Matemáticas. Universidad Central del Ecuador. Quito. Año 2010-2011.
30. OLMEDO TOLEDO, Diego. Apuntes de clase de la asignatura de Puentes. Facultad de Ingeniería en Ciencias Físicas y Matemáticas. Universidad Central del Ecuador. Quito. Año 2010-2011.
31. American Concrete Institute (ACI). Requisitos de reglamento para concreto estructural. USA 2008. 520p.

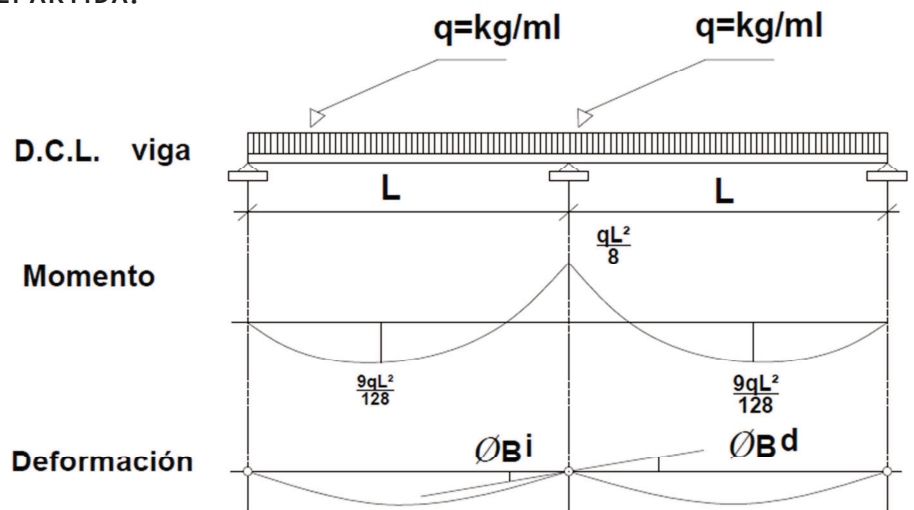


## ANEXOS

**ANEXO 1**  
**CALCULO DE VIGAS CONTINUAS DE 2 Y 3 TRAMOS**



**CALCULO DE VIGAS CONTINUAS**  
**VIGA CONTINUA DE DOS TRAMOS CON**  
**CARGA UNIFORMEMENTE REPARTIDA.**



En este caso de viga continua, la cantidad de reacciones Desconocidas también supera a la de ecuaciones de estática. Se establece entonces ecuaciones basadas en las deformaciones.

El ángulo que genera la tangente trazada en un punto de la curva de la línea elástica, medido hacia la izquierda es de igual valor, pero de signo contrario que si se mide hacia la derecha.

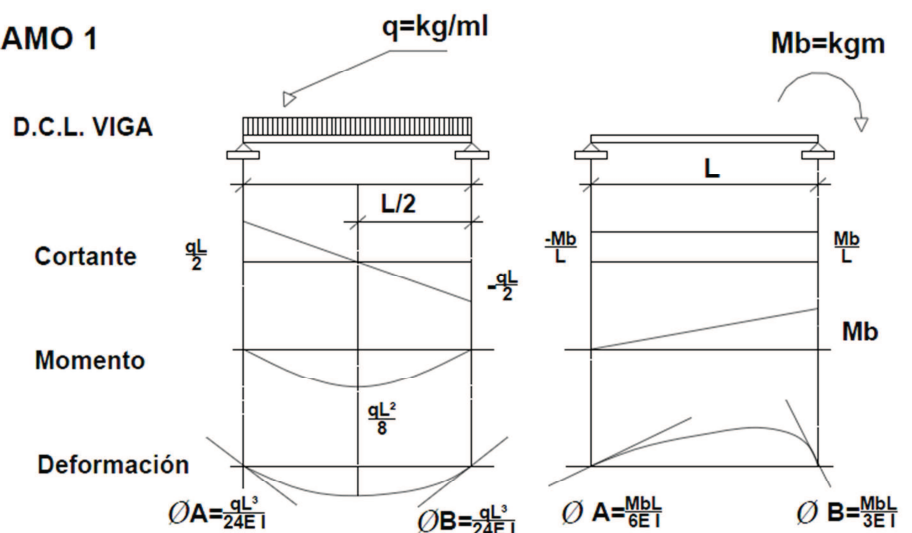
$B_{izquierdo} = -B_{derecho}$  por ángulos opuestos por el vértice

El momento de continuidad que se genera es en este caso nuestra primera incógnita. Para resolverla se separa la viga continua en dos tramos y éstos a su vez, se descomponen en dos vigas supuestas que en conjunto equivalen a la viga inicial.

**TRAMO 1**

- Viga simplemente apoyada con carga uniformemente repartida.
- Viga simplemente apoyada con momento aplicado en el extremo derecho.

**TRAMO 1**

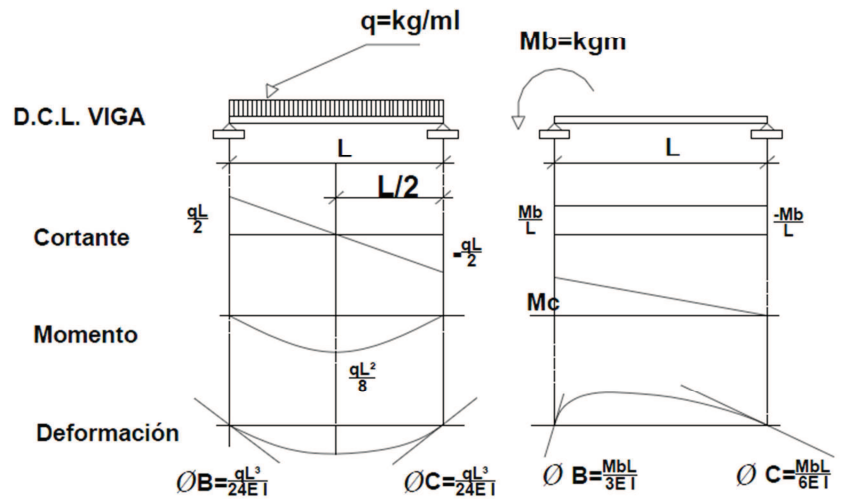


## TRAMO 2

a.- Viga simplemente apoyada con carga uniformemente repartida.

b.- Viga simplemente apoyada con momento aplicado en el extremo izquierdo.

## TRAMO 2



Se iguala los valores de ángulos a ambos lados del apoyo B para determinar el momento de continuidad entre ambos tramos.

$$\sum \phi_{B_{\text{izquierdo}}} = - \sum \phi_{B_{\text{derecho}}}$$

$$\frac{qL^3}{24EI} - \frac{M_b L}{3EI} = - \frac{qL^3}{24EI} + \frac{M_b L}{3EI}$$

$$\frac{2M_b L}{3EI} = \frac{qL^3}{12EI} \quad /*EI/L$$

$$\frac{2M_b}{3} = \frac{qL^2}{12}$$

$$M_b = \frac{qL^2}{8}$$

Una vez determinado el momento de continuidad, se puede analizar cada tramo de viga como elemento isostático. El momento máximo del primer tramo, se determina considerando a ese tramo por separado como una viga simplemente apoyada con carga uniformemente repartida y un momento  $M_b$  aplicado en el extremo derecho de la viga.

Para determinar las reacciones en los apoyos se pueden sumar las reacciones de las vigas supuestas en el tramo.

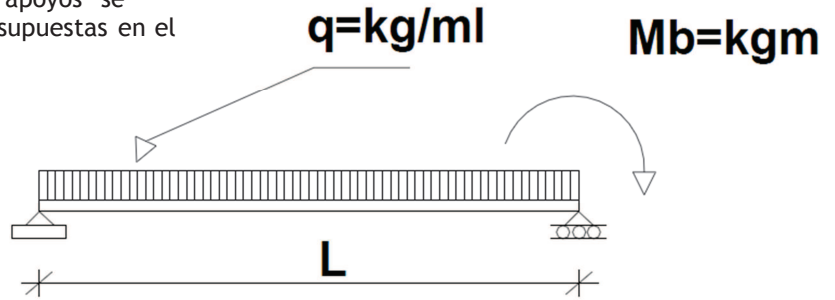
$$R_a = \frac{qL}{2} - \frac{Mb}{L} = \frac{qL}{2} - \frac{qL}{8}$$

$$R_a = \frac{3qL}{8}$$

$$R_{b_{\text{izquierdo}}} = \left( \frac{qL}{2} + \frac{Mb}{L} \right)$$

$$R_{b_{\text{izquierdo}}} = \left( \frac{qL}{2} + \frac{qL}{8} \right)$$

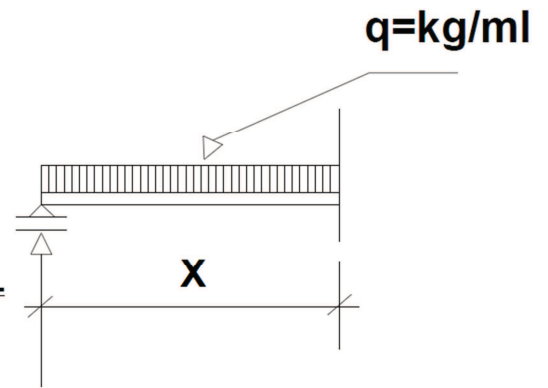
$$R_{b_{\text{izquierdo}}} = \frac{5qL}{8}$$



Con las reacciones despejadas se establece la ecuación general de momento para el primer tramo de la viga

$$M_x = \frac{3qLx}{8} - \frac{qx^2}{2}$$

El momento es máximo cuando la cortante es nula.  
 $Q_x = 0$ 
 $RA = \frac{3qL}{8}$



$$Q_x = \frac{3qL}{8} - qx = 0$$

$$x = \frac{3L}{8}$$

Reemplazando el valor de x en la ecuación de momento se obtiene

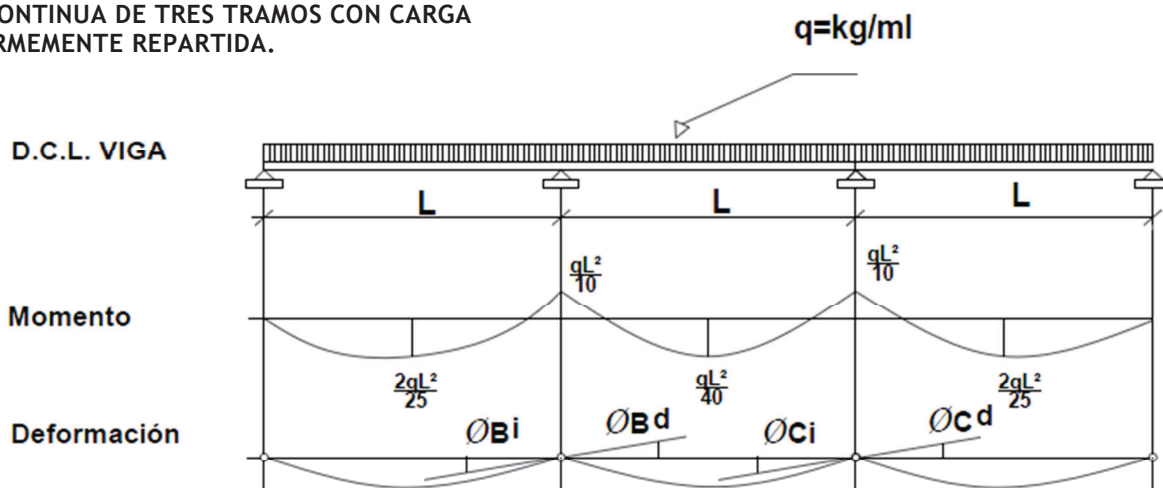
$$M_{\text{MAX}} = \frac{3qL}{8} \frac{3L}{8} - \frac{q}{2} \frac{3L}{8} \frac{3L}{8}$$

$$M_{\text{MAX}} = \frac{9qL^2}{64} - \frac{9qL^2}{128}$$

$$M_{t_1} = \frac{9qL^2}{128}$$

Por simetría se deduce que este valor de momento máximo también es válido para el segundo tramo:  
 $M_{t_1} = M_{t_2}$

**VIGA CONTINUA DE TRES TRAMOS CON CARGA UNIFORMEMENTE REPARTIDA.**

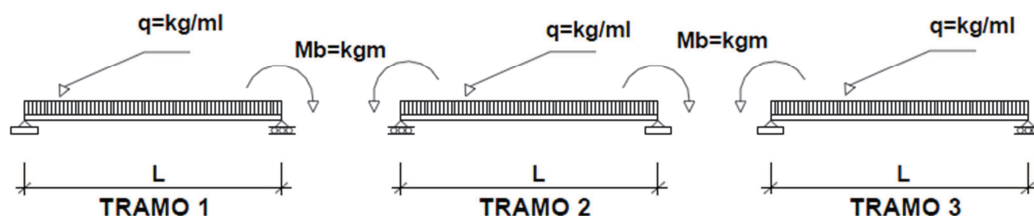


Considerando que las tangentes trazadas en los apoyos centrales generan ángulos iguales en el lado izquierdo y en el lado derecho pero de signo contrario, por lo tanto se deduce que

$\phi_{B_{\text{izquierdo}}} = -\phi_{B_{\text{derecho}}}$  por ángulos opuestos por el vértice

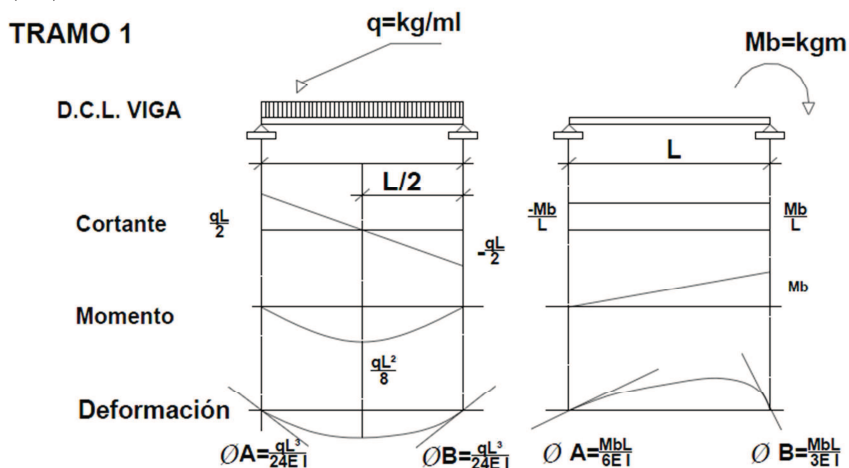
$\phi_{C_{\text{izquierdo}}} = -\phi_{C_{\text{derecho}}}$  por ángulos opuestos por el vértice

Se descompone la viga en sus tres tramos y éstas a su vez se descomponen en vigas que en conjunto equivalen a la viga inicial.



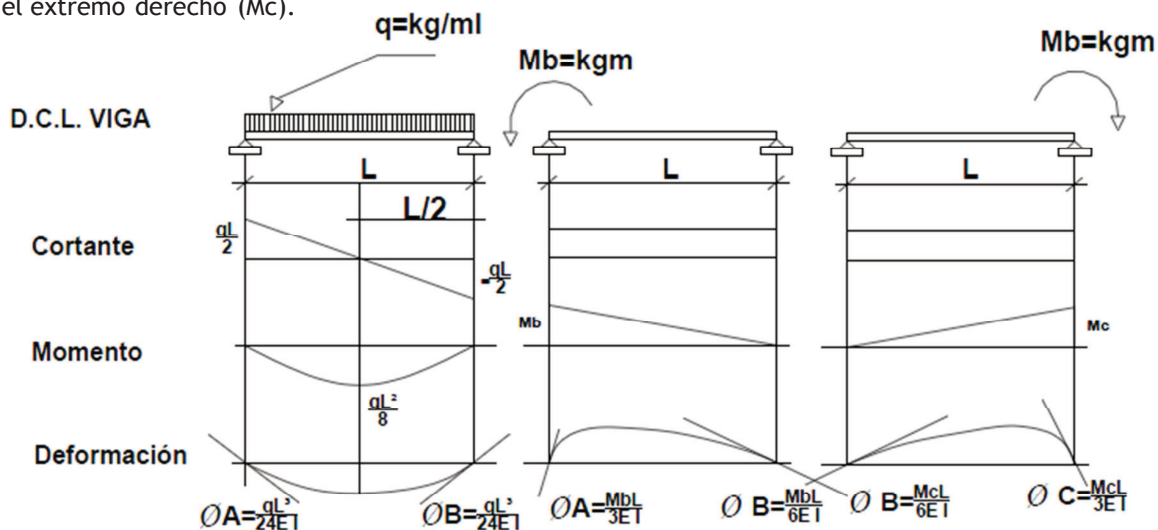
**TRAMO 1**

- Viga simplemente apoyada con carga uniformemente repartida.
- Viga simplemente apoyada con momento aplicado en el extremo derecho ( $Mb$ ).



## TRAMO 2

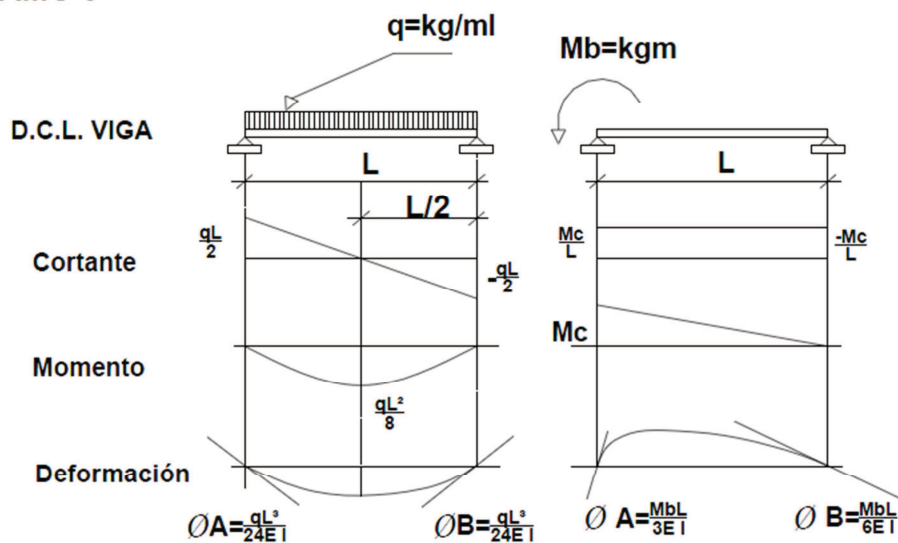
- Viga simplemente apoyada con carga uniformemente repartida.
- Viga simplemente apoyada con momento aplicado en el extremo izquierdo ( $M_b$ ).
- Viga simplemente apoyada con momento aplicado en el extremo derecho ( $M_c$ ).



## TRAMO 3

- Viga simplemente apoyada con carga uniformemente repartida.
- Viga simplemente apoyada con momento aplicado en el extremo izquierdo ( $M_c$ ).

### TRAMO 3



Se igualan los ángulos a ambos lados del apoyo B, por ser opuestos por el vértice; y del mismo modo se procede en el apoyo C

$$\sum \phi_{B\text{izquierdo}} = - \sum \phi_{B\text{derecho}}$$

$$\frac{qL^3}{24EI} - \frac{MbL}{3EI} = \frac{qL^3}{24EI} + \frac{MbL}{3EI} + \frac{McL}{6EI} \quad *EI/L$$

$$\frac{2Mb}{3} + \frac{Mc}{6} = -\frac{2qL^3}{24EI}$$

$$\sum \phi_{C\text{izquierdo}} = - \sum \phi_{C\text{derecho}}$$

$$\frac{qL^3}{24EI} - \frac{MbL}{6EI} - \frac{McL}{3EI} = -\frac{qL^3}{24EI} + \frac{McL}{3EI} \quad *EI/L$$

$$\frac{Mb}{6} + \frac{2Mc}{6} = \frac{2qL^2}{24}$$

Por simetría:  $Mb = Mc = M$

$$\frac{2M}{3} + \frac{M}{6} = \frac{2qL^2}{24}$$

$$\frac{5M}{3} = \frac{qL^2}{12}$$

$$Mb = Mc = M = \frac{qL^2}{10}$$

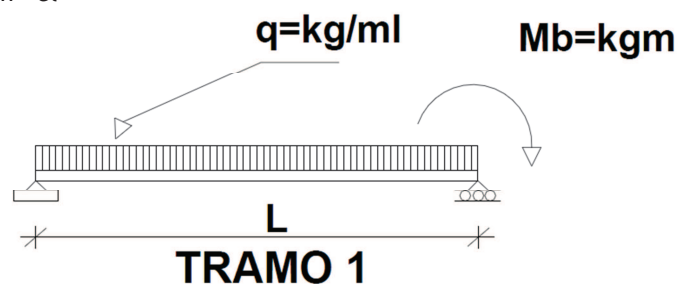
Una vez determinados los momentos de continuidad  $Mb$  y  $Mc$  se puede analizar cada tramo por separado como elemento isostático.

El momento máximo del primer tramo se determina considerando a ese tramo como una viga simplemente apoyada con carga repartida uniformemente y un momento  $Mb$  aplicado en el extremo derecho de la viga.

$$Ra = \frac{qL}{2} - \frac{Mb}{L} = \frac{qL}{2} - \frac{qL}{10}$$

$$Ra = \frac{4qL}{10} = \frac{2qL}{5}$$

$$Rb = \frac{qL}{2} + \frac{Mb}{L} = \frac{qL}{2} + \frac{qL}{10}$$



$$R_b = \frac{6qL}{10} = \frac{3qL}{5}$$

Con las reacciones despejadas se establece la ecuación general de momento para el tramo

$$M_x = \frac{4qLx}{10} - \frac{qx^2}{2}$$

El momento es máximo cuando el cortante es nulo.

$$O_x = \frac{4qL}{10} - qx = 0$$

$$x = \frac{2L}{5}$$

Reemplazando el valor de x en la ecuación general momento se obtiene

$$M_{MAX} = \frac{4qL}{10} \frac{2L}{5} - \frac{q}{2} \frac{2L}{5} \frac{2L}{5}$$

$$M_{MAX} = \frac{4qL^2}{25} - \frac{4qL^2}{50}$$

$$M_{t_1} = \frac{2qL^2}{25}$$

Por simetría se deduce que este valor de momento máximo también es válido para el tercer tramo es decir,  $M_{t_1} = M_{t_3}$ .

Para determinar el momento máximo del segundo tramo, se analiza este tramo como una viga simplemente apoyada con carga repartida uniformemente y un momento aplicado en cada extremo.

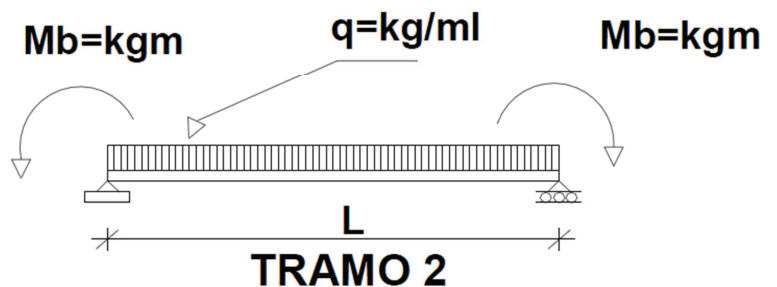
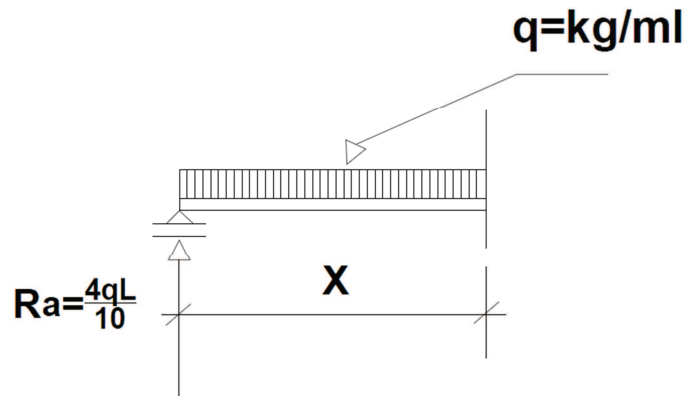
$$R_{b_{derecho}} = \frac{qL}{2} + \frac{M_b}{L} - \frac{M_c}{L}$$

$$R_{b_{derecho}} = \frac{qL}{2}$$

$$R_{b_{derecho}} = R_{c_{izquierdo}} = \frac{qL}{2}$$

Nuevamente se establece la ecuación general de momento, pero correspondiente al segundo tramo.

$$M_x = -\frac{qL^2}{10} + \frac{qLx}{2} - \frac{qx^2}{2}$$



Por simetría el momento es máximo cuando  $X=L/2$

$$M_x = -\frac{qL^2}{10} + \frac{qL}{2} \frac{L}{2} - \frac{q}{2} \frac{L}{2} \frac{L}{2}$$

$$M_x = -\frac{qL^2}{10} + \frac{qL^2}{4} - \frac{qL^2}{8}$$

$$M_{t_2} = \frac{qL^2}{40}$$

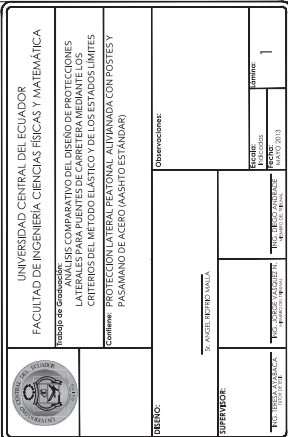


**ANEXO 2**  
**PLANOS CONSTRUCTIVOS PROTECCIONES LATERALES 1-6**  
**MEDIANTE AASHTO ESTANDAR**

[illegible]

RESUMEN DE MATERIALES POR METRO LINEAL DE PROTECCIÓN LATERAL			
ELEMENTO	Perfiles de acero	HORMIGÓN (m3)	HIERRO (kg)
A36		fy= 4200 kg/cm2	
PASAMANO	1211	fy= 210 kg/cm2	
POSTE	25.90		
TOTAL	28.01		

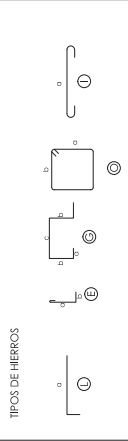
ESPECIFICACIONES AASHTO ESTÁNDAR  
PERFILES FORMADOS EN FIO F<sub>W</sub>=2600/cm<sup>2</sup> (MÍNIMO)  
(A-36, ASTM-A570)  
PLACAS DE ACERO A-36  
ELECTRODOS PARA SUELDAS;  
TIPO E-6011 CORDON PAZ  
TIPO E-6011.3 ACABADO



Me	$\phi$	PLANILLA ACERO DE REFEREZO							Peso(Kg)	Observaciones
		tipo No	a	b	c	d	e	f		
		PROTECCION VEHICULAR ALVIANADA DE HORMIGON ARMADO								
1002	20	L	3	1.35	0.20		1.55	4.65	9.26	
1001	14	3	3	1.35	0.20		1.55	4.65	9.26	
1065	12	O	8	0.20	0.20	0.20	0.10	0.90	11.70	7.72
1066	10	I	1	1.00				1.00	8.00	7.70
2007	8	O	20	0.15	0.15	0.15	0.10	0.70	14.00	5.53
2008	8	O	20	0.15	0.15	0.15	0.10	0.70	14.00	5.53
1009	12	S	5	0.20	0.20	0.20	0.10	0.45	2.05	3.18
1010	12	S	5	0.20	0.20	0.20	0.10	0.45	2.05	3.18
1068	8	I	5	0.60			0.10	0.50	2.50	2.97
1069	8	I	5	0.60			0.10	0.50	2.50	2.97

TIPOS DE HIERROS

TIPOS DE HIERROS



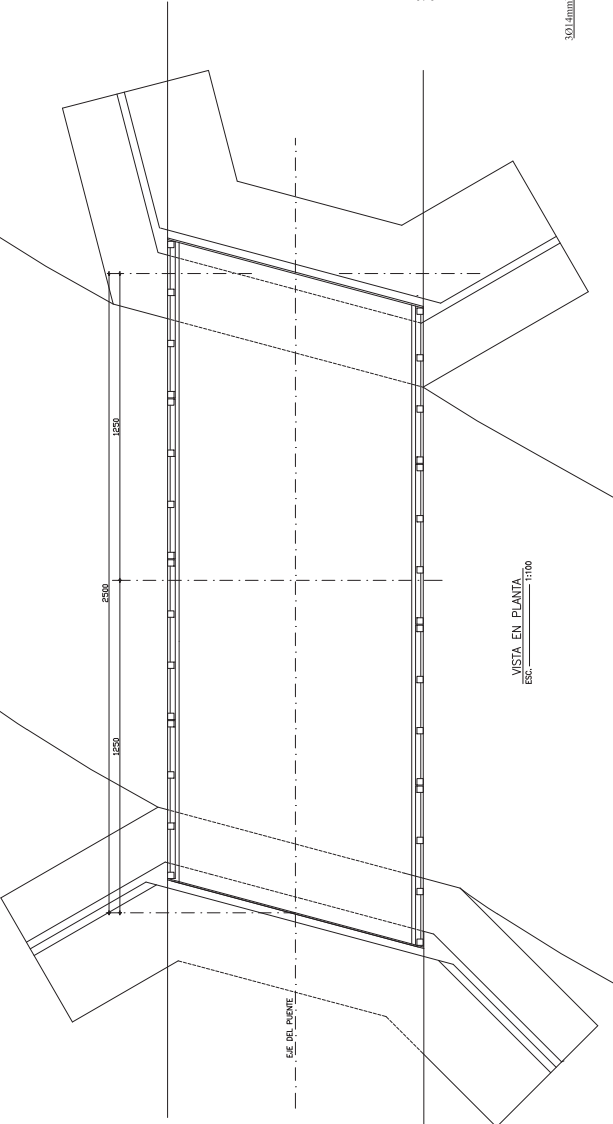
RESUMEN DE MATERIALES POR METRO LINEAL DE PROTECCIÓN LATERAL		
ELEMENTO	HERRAMIENTA (m)	
	For: 240 kg/m <sup>2</sup>	For: 210 kg/m <sup>2</sup>
VALVAS VEHICULARES		0.08
POSTE	0.04	14.61
BORDELLO	0.03	10.25
TOTAL	0.15	37.56

ELEMENTO	HORMIGÓN (m³)		HIERRO (kg)
	Fc: 240 kg/cm²	Fc: 210 kg/cm²	
VALLAS VEHICULARES		0.08	12.64
POSTE		0.04	4.61
BORDILLO		0.03	10.25
<b>TOTAL</b>		<b>0.15</b>	<b>37.50</b>

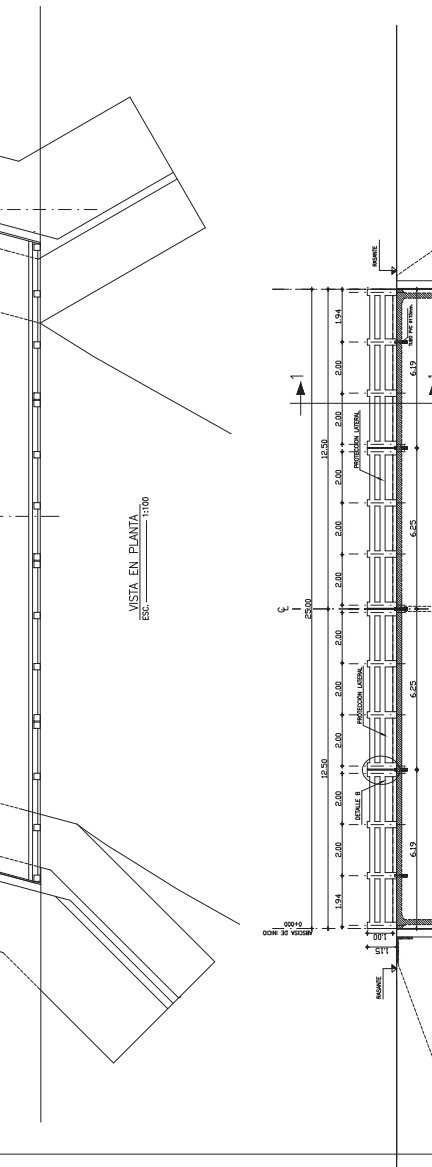
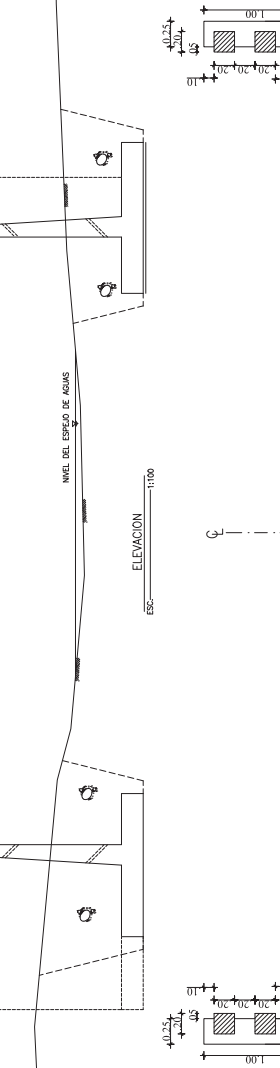
**ESPECIFICACIONES TÉCNICAS:**

- EFECTIVACIÓN AISLÓ-BEJANDUR
- HOMOLOGO CON REFERENCIA A LA COBERTURA A LOS 30 AS DE 210 kg/m<sup>2</sup>.
- ACERO DE REFUERZO CORROSIONADO CON LIME DE FUJICURA N° 400 kg/m<sup>2</sup>
- RECUBRIMIENTO DEL REFUERZO:
- SUPERESTRUCTURA = 30cm x 5cm
- EMPALMES DE REFUERZO 50cm A MENOS QUE SE INDIQUE EN LOS PLANOS.

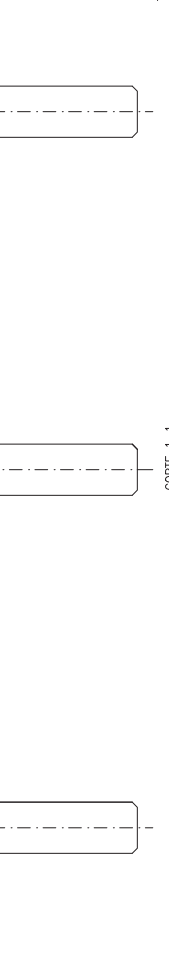
- ESPECIFICACIONES TÉCNICAS:**
- EFECTIVACIÓN AISLÓ-BEJANDUR
  - HOMOLOGO CON REFERENCIA A LA COBERTURA A LOS 30 AS DE 210 kg/m<sup>2</sup>.
  - ACERO DE REFUERZO CORROSIONADO CON LIME DE FUJICURA N° 400 kg/m<sup>2</sup>
  - RECUBRIMIENTO DEL REFUERZO:
  - SUPERESTRUCTURA = 30cm x 5cm
  - EMPALMES DE REFUERZO 50cm A MENOS QUE SE INDIQUE EN LOS PLANOS.




VISTA EN PLANTA  
ESC. \_\_\_\_\_ 1:100

CORTE TRANSVERSAL DE PROTECCION LATERAL (ARMADO)  
ESC. \_\_\_\_\_ 1-10

CORTE TRANSVERSAL DE PROTECCION LATERAL (DIMENSIONES)



CORTE 1-1

	<b>UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR</b> <b>FACULTAD DE INGENIERÍA CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICA</b>	<b>Proyecto:</b> ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO DE PROTECCIONES LATERALES PARA PUENTES DE CARRETERA MEDIANTE LOS CRITERIOS DEL MÉTODO ELÁSTICO Y DE LOS ESTADOS LÍMITES PROTECCIÓN DEL METAL VEHICULAR ALTAMANADO CON POSTES Y VALLAS VEHICULARES DE HORMIGÓN ARMADO (ESTÁNDAR)	<b>Observaciones:</b>	<b>FECHA:</b> _____ <b>PERIODO:</b> _____ <b>PRÓXIMO PERIODO:</b> _____	<b>PÁGINA:</b> 2
				<b>FECHA DE ENTREGA:</b> _____ <b>PRÓXIMO PERIODO:</b> _____	<b>FECHA DE ENTREGA:</b> _____ <b>PRÓXIMO PERIODO:</b> _____

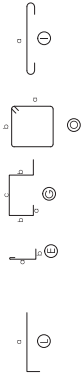
## PLANILLA ACERO DE REFUERZO

Me	Tipo	No	Longitud				g	Long. Total	Peso(kg)	Observaciones
			a	b	c	d				
PROTECTOR VENTANA ALTO DE ACERO										
100	12	6	0.50	0.23	0.50	0.13	2.21	8.33	5.66	
100	12	6	0.50	0.23	0.50	0.13	2.21	8.33	5.66	
100	8	8	1.00				3.00	3.00	3.15	
PLANILLA DE PERFILES METALICOS C/mi										
Me	Tipo	No	Longitud Total	Grosor Metalico		Núm. Conectores	Longitud Metalica	Longitud Total	OBSERVACIONES	
				1	2					
P1	M6X20	1.00	0.66	6.00	1	6.66	43.31	POSTE		
		1.00	1.00	5.00	6.00	39.27	117.81	VALIA VIGILANCIA		
TOTAL		2.00	1.66	11.00	7	85.93	161.12	100.49		

100	8	1	0	1.00	1.00	8.00	3.10
PLANILLA DE PERFILES METALICOS (C/mi)							

[illegible]

## TIPOS DE HIERROS

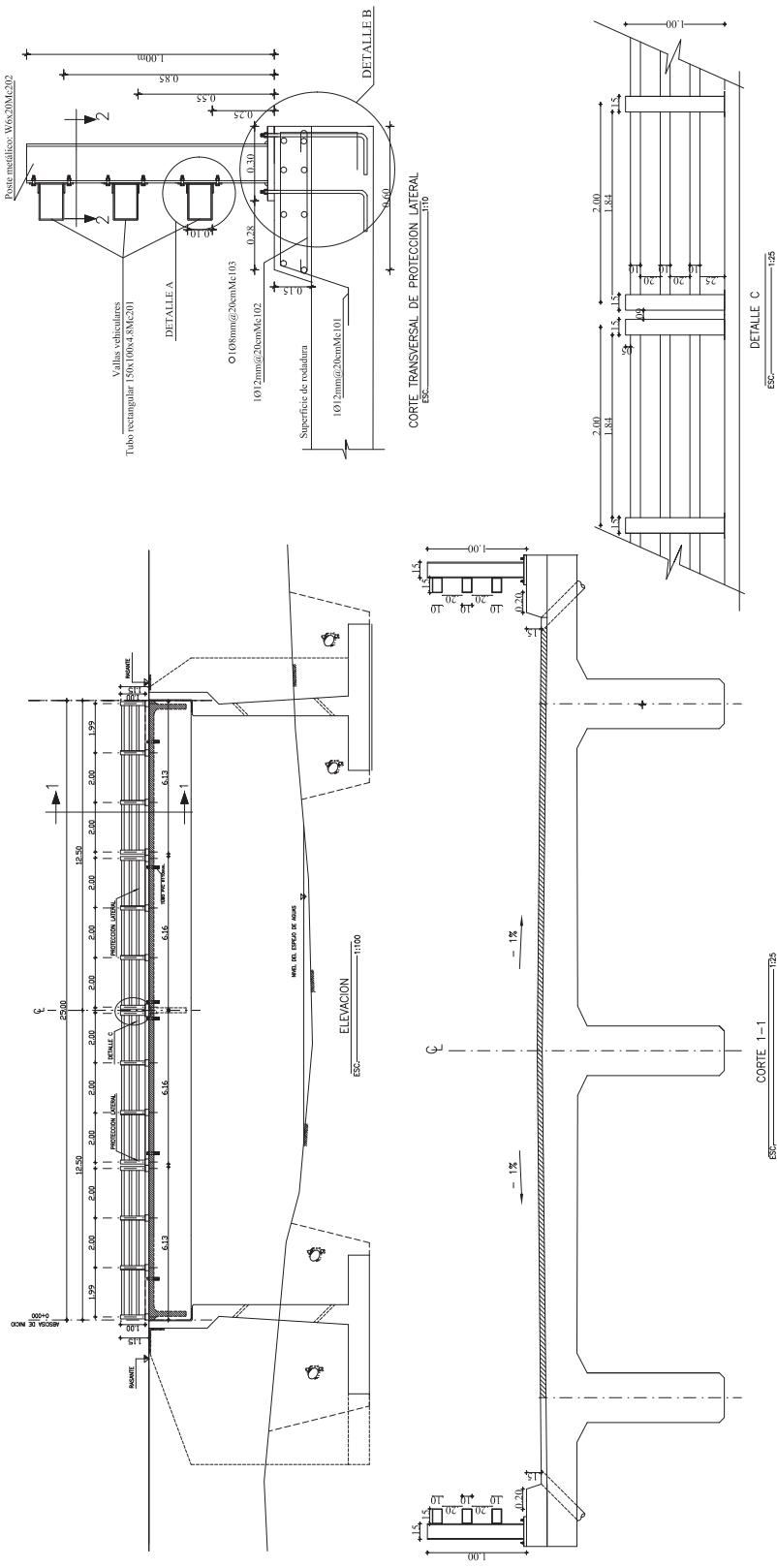
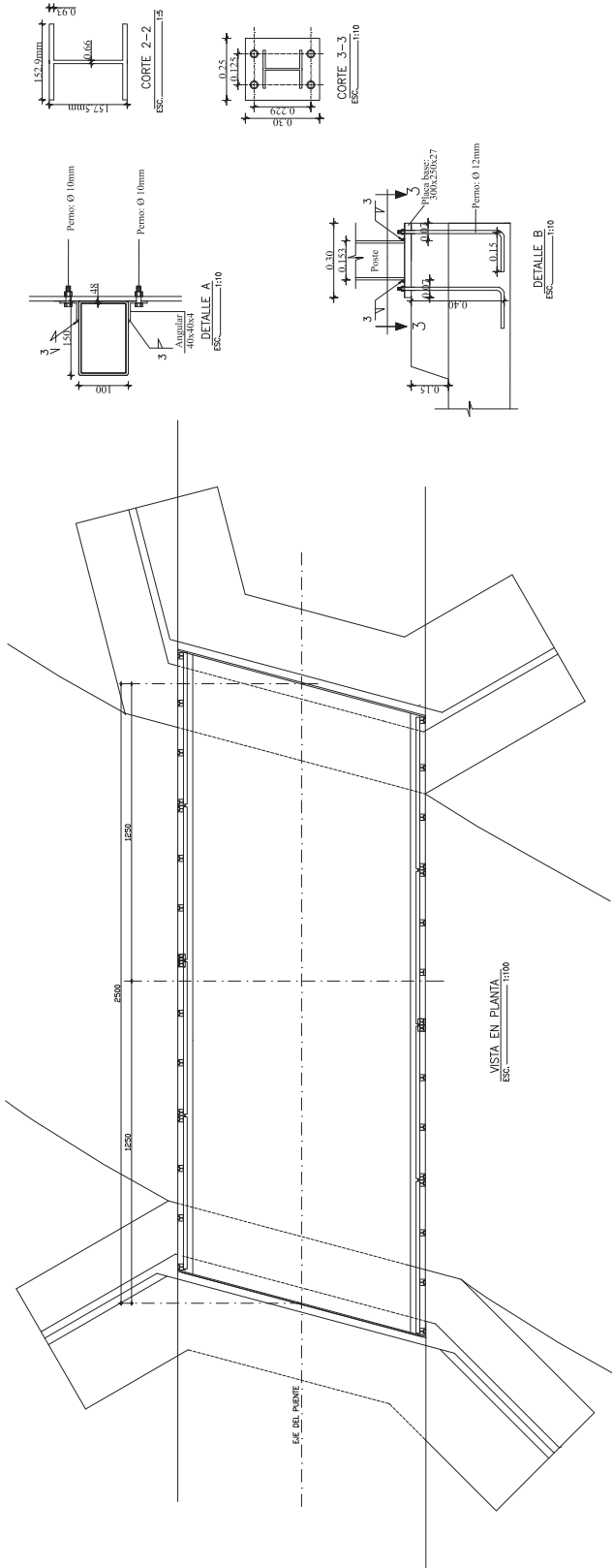



## RESUMEN DE MATERIALES POR METRO LINEAL DE PROTECCIÓN LATERAL

ELEMENTO	Perfil de acero	HORMIGÓN (m3)	HIERRO (kg)
VALLAS VEHICULARES	137.61	10x 210 gram2	fy= 4200 kg/cm2
POSTE	43.31		
BORDELLO			
TOTAL	160.49	0.03	10.25
		0.03	10.25

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS:

- ESPECIFICACIONES ACERDO ESTÁNDAR
- HOMOLOGACIÓN CON REFERENCIA A LA COMPRESIÓN A LOS 28 DÍAS DE 210 kg/cm<sup>2</sup>
- ACERO DE REFUBO CORROSIONADO CON LIMITE DE TUBERÍA YR-4250 kg/cm<sup>2</sup>
- REQUISITOS DEL MATERIAL
- SUBESTRUCTURA = 30mm x 5cm
- ESPALDALES DE REFUBO 50cm x 60cm QUE SE INDIQUE EN LOS PLANOS
- PERFILES FORMADOS EN FIBROFIBROGLASS (MINIMO)
- (A-36, ASTM-A36)
- PUNCA DE ACERO A-36
- ELECTRODOS PARA SUELO:
- ELECTRODOS PARA CABLE
- (EPOXY) EPOXY CARBON

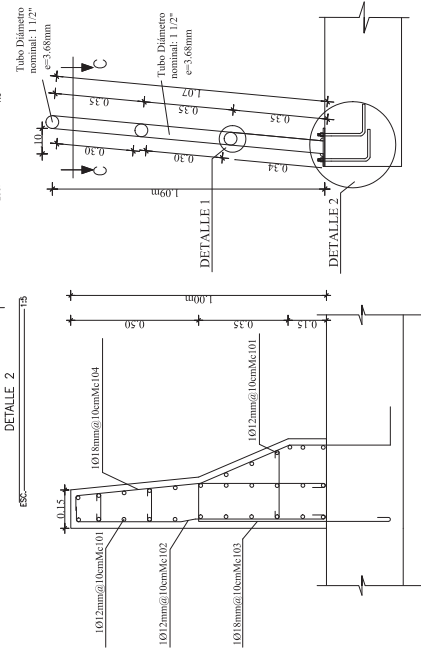
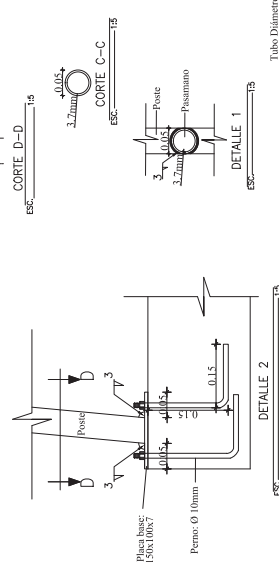
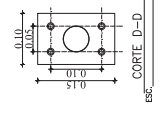
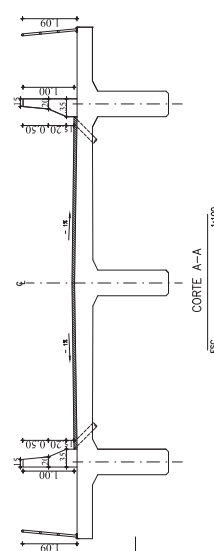


	<b>UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR</b>  <b>FACULTAD DE INGENIERIA CIENCIAS FISICAS Y MATEMATICA</b>	<b>Proyecto:</b> ANALISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO DE PROTECCIONES LATERALES PARA PUENTES DE CARRETERA MEDIANTE LOS CRITERIOS DEL METODO ELASTICO Y DE LOS ESTADOS LIMITES	<b>Quemadocinet</b>	<b>Fecha de entrega:</b> 14/05/2013 <b>Fecha de entrega:</b> 14/05/2013	<b>3</b>
		<b>Comisión:</b> PROTECCION LATERAL VEHICULAR AUTOMANADA CON POSTES Y VALLAS DE ACERO (ASISTO ESTANDAR)		<b>Proyecto asignado:</b> PROYECTO 1 <b>Proyecto asignado:</b> PROYECTO 1	<b>Proyecto asignado:</b> PROYECTO 1 <b>Proyecto asignado:</b> PROYECTO 1

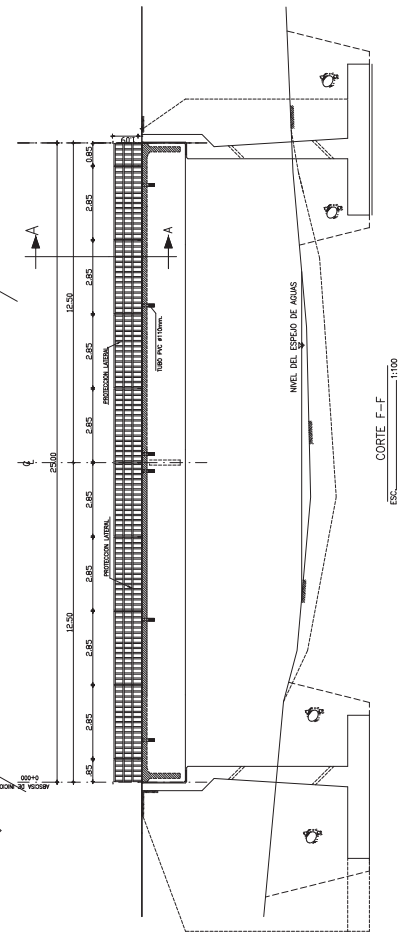
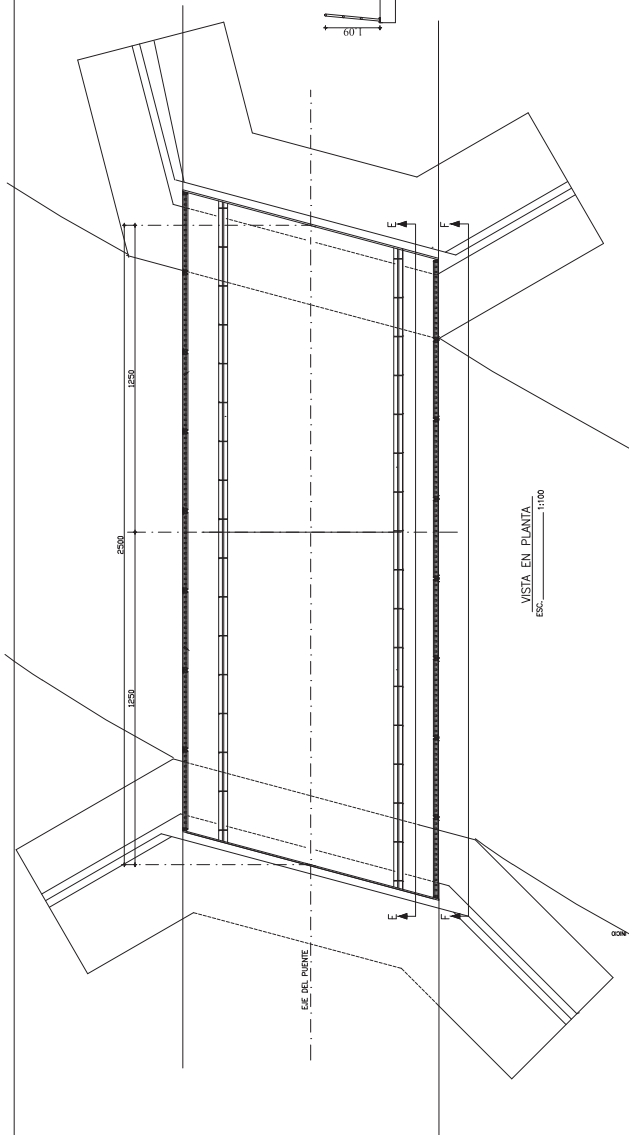


PLANILLA ACERO DE REFUERZO									
M <sub>c</sub>	Ø	tipo	Nº	a	b	c	d	Longitud m	Peso (Kg)
STANDARD									
101	8	C	10	0.30	0.10	0.10		1.10	11.00
102	8	Z	10	0.30	0.10	0.10		1.10	11.00
103	12	I	7	1.00				1.00	7.00
104	8	I	7	1.00				1.00	7.00
105	12	G	10	0.10	0.30	0.30	0.10	1.60	16.00
106	8	I	7	1.00				1.00	7.00
TIPOS DE HIERRO									
107	8	I	7	1.00				1.00	7.00
108	8	I	7	1.00				1.00	7.00
109	8	I	7	1.00				1.00	7.00
110	8	I	7	1.00				1.00	7.00
111	8	I	7	1.00				1.00	7.00
112	8	I	7	1.00				1.00	7.00
113	8	I	7	1.00				1.00	7.00
114	8	I	7	1.00				1.00	7.00
115	8	I	7	1.00				1.00	7.00
116	8	I	7	1.00				1.00	7.00
117	8	I	7	1.00				1.00	7.00
118	8	I	7	1.00				1.00	7.00
119	8	I	7	1.00				1.00	7.00
120	8	I	7	1.00				1.00	7.00
121	8	I	7	1.00				1.00	7.00
122	8	I	7	1.00				1.00	7.00
123	8	I	7	1.00				1.00	7.00
124	8	I	7	1.00				1.00	7.00
125	8	I	7	1.00				1.00	7.00
126	8	I	7	1.00				1.00	7.00
127	8	I	7	1.00				1.00	7.00
128	8	I	7	1.00				1.00	7.00
129	8	I	7	1.00				1.00	7.00
130	8	I	7	1.00				1.00	7.00
131	8	I	7	1.00				1.00	7.00
132	8	I	7	1.00				1.00	7.00
133	8	I	7	1.00				1.00	7.00
134	8	I	7	1.00				1.00	7.00
135	8	I	7	1.00				1.00	7.00
136	8	I	7	1.00				1.00	7.00
137	8	I	7	1.00				1.00	7.00
138	8	I	7	1.00				1.00	7.00
139	8	I	7	1.00				1.00	7.00
140	8	I	7	1.00				1.00	7.00
141	8	I	7	1.00				1.00	7.00
142	8	I	7	1.00				1.00	7.00
143	8	I	7	1.00				1.00	7.00
144	8	I	7	1.00				1.00	7.00
145	8	I	7	1.00				1.00	7.00
146	8	I	7	1.00				1.00	7.00
147	8	I	7	1.00				1.00	7.00
148	8	I	7	1.00				1.00	7.00
149	8	I	7	1.00				1.00	7.00
150	8	I	7	1.00				1.00	7.00
151	8	I	7	1.00				1.00	7.00
152	8	I	7	1.00				1.00	7.00
153	8	I	7	1.00				1.00	7.00
154	8	I	7	1.00				1.00	7.00
155	8	I	7	1.00				1.00	7.00
156	8	I	7	1.00				1.00	7.00
157	8	I	7	1.00				1.00	7.00
158	8	I	7	1.00				1.00	7.00
159	8	I	7	1.00				1.00	7.00
160	8	I	7	1.00				1.00	7.00
161	8	I	7	1.00				1.00	7.00
162	8	I	7	1.00				1.00	7.00
163	8	I	7	1.00				1.00	7.00
164	8	I	7	1.00				1.00	7.00
165	8	I	7	1.00				1.00	7.00
166	8	I	7	1.00				1.00	7.00
167	8	I	7	1.00				1.00	7.00
168	8	I	7	1.00				1.00	7.00
169	8	I	7	1.00				1.00	7.00
170	8	I	7	1.00				1.00	7.00
171	8	I	7	1.00				1.00	7.00
172	8	I	7	1.00				1.00	7.00
173	8	I	7	1.00				1.00	7.00
174	8	I	7	1.00				1.00	7.00
175	8	I	7	1.00				1.00	7.00
176	8	I	7	1.00				1.00	7.00
177	8	I	7	1.00				1.00	7.00
178	8	I	7	1.00				1.00	7.00
179	8	I	7	1.00				1.00	7.00
180	8	I	7	1.00				1.00	7.00
181	8	I	7	1.00				1.00	7.00
182	8	I	7	1.00				1.00	7.00
183	8	I	7	1.00				1.00	7.00
184	8	I	7	1.00				1.00	7.00
185	8	I	7	1.00				1.00	7.00
186	8	I	7	1.00				1.00	7.00
187	8	I	7	1.00				1.00	7.00
188	8	I	7	1.00				1.00	7.00
189	8	I	7	1.00				1.00	7.00
190	8	I	7	1.00				1.00	7.00
191	8	I	7	1.00				1.00	7.00
192	8	I	7	1.00				1.00	7.00
193	8	I	7	1.00				1.00	7.00
194	8	I	7	1.00				1.00	7.00
195	8	I	7	1.00				1.00	7.00
196	8	I	7	1.00				1.00	7.00
197	8	I	7	1.00				1.00	7.00
198	8	I	7	1.00				1.00	7.00
199	8	I	7	1.00				1.00	7.00
200	8	I	7	1.00				1.00	7.00
201	8	I	7	1.00				1.00	7.00
202	8	I	7	1.00				1.00	7.00
203	8	I	7	1.00				1.00	7.00
204	8	I	7	1.00				1.00	7.00
205	8	I	7	1.00				1.00	7.00
206	8	I	7	1.00				1.00	7.00
207	8	I	7	1.00				1.00	7.00
208	8	I	7	1.00				1.00	7.00
209	8	I	7	1.00				1.00	7.00
210	8	I	7	1.00				1.00	7.00
211	8	I	7	1.00				1.00	7.00
212	8	I	7	1.00				1.00	7.00
213	8	I	7	1.00				1.00	7.00
214	8	I	7	1.00				1.00	7.00
215	8	I	7	1.00				1.00	7.00
216	8	I	7	1.00				1.00	7.00
217	8	I	7	1.00				1.00	7.00
218	8	I	7	1.00				1.00	7.00
219	8	I	7	1.00				1.00	7.00
220	8	I	7	1.00				1.00	7.00
221	8	I	7	1.00				1.00	7.00
222	8	I	7	1.00				1.00	7.00
223	8	I	7	1.00				1.00	7.00
224	8	I	7	1.00				1.00	7.00
225	8	I	7	1.00				1.00	7.00
226	8	I	7	1.00				1.00	7.00
227	8	I	7	1.00				1.00	7.00
228	8	I	7	1.00				1.00	7.00
229	8	I	7	1.00				1.00	7.00
230	8	I	7	1.00				1.00	7.00
231	8	I	7	1.00				1.00	7.00
232	8	I	7	1.00				1.00	7.00
233	8	I	7	1.00				1.00	7.00
234	8	I	7	1.00				1.00	7.00
235	8	I	7	1.00				1.00	7.00
236	8	I	7	1.00				1.00	7.00
237	8	I	7	1.00				1.00	7.00
238	8	I	7	1.00				1.00	7.00
239	8	I	7	1.00				1.00	7.00
240	8	I	7	1.00				1.00	7.00
241	8	I	7	1.00				1.00	7.00
242	8	I	7	1.00				1.00	7.00
243	8	I	7	1.00				1.00	7.00
244	8	I	7	1.00				1.00	7.00
245	8	I	7	1.00				1.00	7.00
246	8	I	7	1.00				1.00	7.00
247	8	I	7	1.00				1.00	7.00
248	8	I	7	1.00				1.00	7.00
249	8	I	7	1.00				1.00	7.00
250	8	I	7	1.00				1.00	7.00
251	8	I	7	1.00				1.00	7.00
252	8	I	7	1.00				1.00	7.00
253	8	I	7	1.00				1.00	7.00
254	8	I	7	1.00				1.00	7.00
255	8	I	7	1.00				1.00	7.00
256	8	I	7	1.00				1.00	7.00
257	8	I	7	1.00				1.00	7.00
258	8	I	7	1.00				1.00	7.00
259	8	I	7	1.00				1.00	7.00
260	8	I	7	1.00				1.00	7.00
261	8	I	7	1.00				1.00	7.00
262	8	I	7	1.00				1.00	7.00
263	8	I	7	1.00				1.00	7.00
264	8	I	7	1.00				1.00	7.00
265	8	I	7	1.00				1.00	7.00
266	8	I	7	1.00				1.00	7.00
267	8	I	7	1.00				1.00	7.00
268	8	I	7	1.00				1.00	7.00
269	8	I	7	1.00				1.00	7.00
270	8	I	7	1.00				1.00	7.00
271	8	I	7	1.00		</			

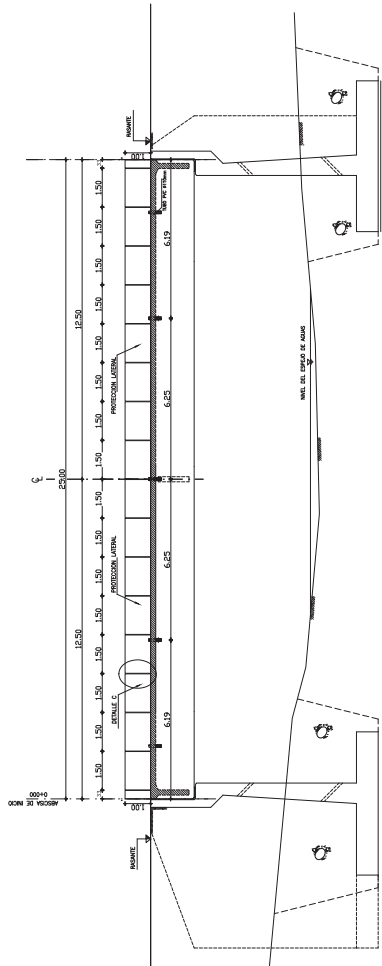
DETALLE C



CORTE TRANSVERSAL DE PROTECCION VEHICULAR (ARMADO) ESC. \_\_\_\_\_ 1:10

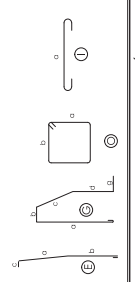


CORTE F-F

CORTE E-E  
Esc. \_\_\_\_\_ 1100

PLANILLA ACERO DE REFUERZO										
Mc	Ø	Noº	L	Longitud			Tens. (Kg/cm²)	Tens. (Kg/cm²)	Observaciones	
				a	b	d				
PROTECCION LATERAL VEHICULAR MACIZA										
102	12	L	10	0.95	0.08		1.03	10.25	9.10	
103	18	G	10	0.70	0.15	0.40	0.35	0.20	1.68	35.96
104	18	E	10	0.88	0.48	0.10	0.05	0.31	11.10	22.18
105	8	L	10	0.60	0.05		0.65	0.20	0.70	0.70
106	8	L	10	0.60			0.10	0.20	0.20	0.98
106	12	L	10	0.25			0.10	0.35	1.75	1.55
PLANILLA DE PERFILES METÁLICOS (C/mi)										
Tipo de Perfil		Longitud Total	Long. Num.	Comp. Num.	Peso Unitario	Peso Total	OBSERVACIONES			
PROTECCION LATERAL DE ACERO										
P1	TUBO 1 1/2"	1.07	6.0	1	4.04	25.90	POSTE			
P2	TUBO 1 1/2"	1.00	3.0	6.00	4.04	24.12	PASAMANO			
TOTAL						28.01				


TIPOS DE HIERROS



RESUMEN DE MATERIALES POR METRO LINEAL DE PROTECCIÓN LATERAL			
ELEMENTO	HORMIGÓN (m3)		HIERRO (kg) fy= 4200 kg/cm2
	For 240 kg/m2	For 210 kg/m2	
PASAPUERTO			
PASAMANO	12.11		
POSTE	25.90		
TOTAL	28.01	0.24	69.97

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS:

- **ESPECIFICACIONES ASIMILAR Estandar**
- **HOMIOMON CON REFUNDIDO A LA COMPRESIÓN A LOS 28 DÍAS DE 210 kg/cm<sup>2</sup>**
- **ACERO DE BENTONITA CORRUPTO CON LÍMITE DE FLESIENCIA FY=4200 kg/cm<sup>2</sup>**
- **REQUISITOS DE MATERIALES:**
- **SUPERFICIE DE ACABADO:** 3 mm<sup>2</sup> / 5 cm
- **ESPALES DE TENDIDO 30 CM A MENOS QUE SE INDICARE EN LOS PLANOS.**
- **PERFILES DE TENDIDO EN FIBRA FY=2400 kg/cm<sup>2</sup> (MÍNIMO)**
- **PARA ACTIVACIÓN**
- **TIPO E-401**
- **ELECTRODOS PARA SUELO:**
- **TIPO E-4011 CORDON BAZ**
- **TIPO E-4013 ACABADO**

	UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR FACULTAD DE INGENIERÍA CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICA									
	Proyecto: ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO DE PROTECCIONES LATERALES PARA PUENTES DE CARRETERA MEDIANTE LOS CRITERIOS DEL MÉTODO ELÁSTICO Y DEL DE LOS ESTÁNDARES LIMITES Continúa: PROTECCIÓN LATERAL VEHICULAR COMBINADA VEHICULAR MAYORAL PARA PUENTES CON VELOCIDADES DE CIRCULACIÓN MAYORES A 70km/h (ASPH/TO ESTÁNDAR)									
DEBENCO	Observaciones:	<table><tr><td colspan="2">SUPLENIDE</td><td>FECHA 15/05/2013</td><td>ASINATURA 6</td></tr><tr><td colspan="2">D. FACILITADO POR:</td><td>FECHA 15/05/2013</td><td>ASINATURA 6</td></tr></table>	SUPLENIDE		FECHA 15/05/2013	ASINATURA 6	D. FACILITADO POR:		FECHA 15/05/2013	ASINATURA 6
SUPLENIDE		FECHA 15/05/2013	ASINATURA 6							
D. FACILITADO POR:		FECHA 15/05/2013	ASINATURA 6							

**ANEXO 3**  
**PLANOS CONSTRUCTIVOS PROTECCIONES LATERALES 1-6**  
**MEDIANTE AASHTO LRFD**

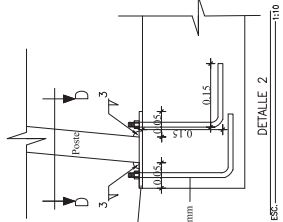
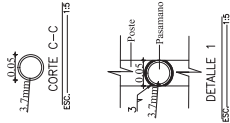
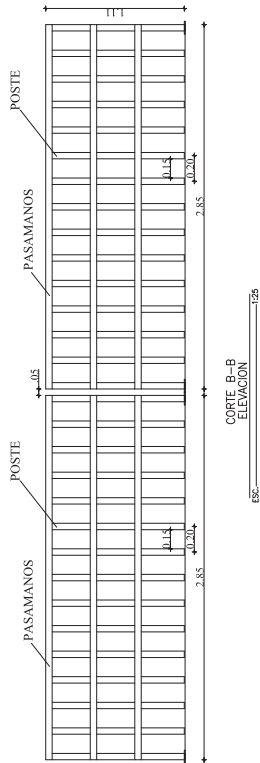
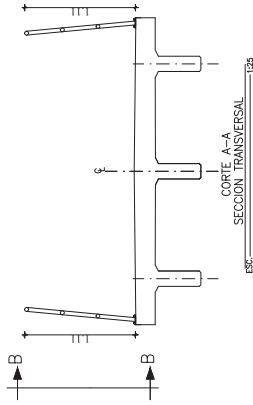
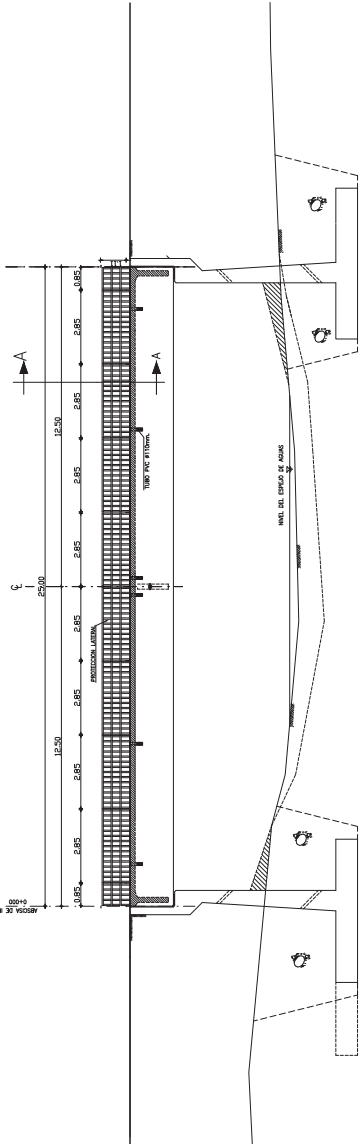
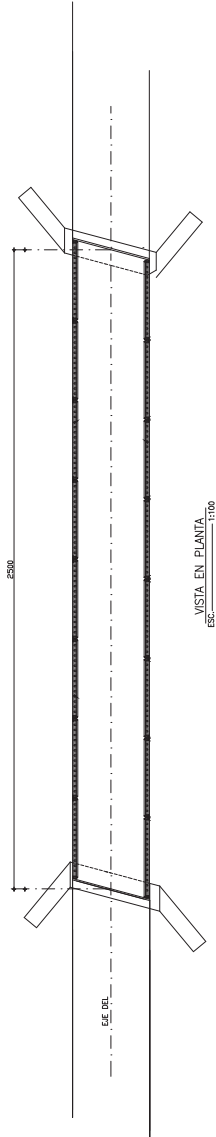


PLANILLA DE PERFILES METALICOS (C/mi)								
Tipo de Perfil	Longitud Total	Long. Comere	Num.	Peso Unidario	Peso Total	OBSERVACIONES		
PROTECCION LATERAL DE ACERO								
P1	TUBO 1 1/2"	1.11	6.0	6.00	1	4.04	28.36	POSTE
P2	TUBO 1 1/2"	1.00	3.0	6.00	4.04	12.11	28.47	PASAMANO
TOTAL								

RESUMEN DE MATERIALES POR METRO LINEAL DE PROTECCIÓN LATERAL				
ELEMENTO	Perfiles de acero		HORMIGÓN (m3)	HIERRO (kg)
	A36 (kg)		For 2.10 kg/cm2	for 4250 kg/cm2
PASAMANO	12.11			
POSTE	86.36			
TOTAL	28.47			

ESPECIFICACIONES TECNICAS:

- EFECTUACIONES AASHTO LRFD
- PERFILES FORMADOS EN PROFY 2600g/cm2 (MIMMO)
- ACERO A30
- PLACAS DE ACERO A30
- ELECTRODOS PARA SUELO
- ACEROS PARA SUELO
- TUBO E6013 ACABADO



UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR  
FACULTAD DE INGENIERIA CIENCIAS FISICAS Y MATEMÁTICA  
Escuela de Graduados  
CARRERA DE INGENIERIA EN CIENCIAS DE LA INGENIERIA  
CRITERIOS DEL METODO ELASTICO Y DE LOS ESTADOS LIMITES  
PASAMANO DE ACERO (AASHTO LRFD)

FECHA: 10/05/2013

PROFESOR: DR. JUAN CARLOS GARCIA

ESTUDIANTE: JUAN CARLOS GARCIA

GRUPO: 1



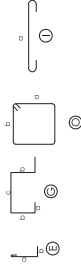
## PLANILLA ACERO DE REFUERZO

[illegible]

103	10	1	8	1.00	1.00	8.00	4.54
PLANILLA DE PERFILES METALICOS (C/ml)							

P	Tipo de Perfil	Longitud Total	Long. Comerc.	Num.	Peso Unitario	Peso Total	OBSERVACIONES
PROTECCION LATERAL DE ACERO							
P1	W6x20	1.00	0.66	6.00	1	65.62	43.31 POSTE
TOTAL	100*1504.8	1.00	3.0	6.00		39.27	117.81 MALLA VEHICULAR
201							160.49

## TIPOS DE HIERROS



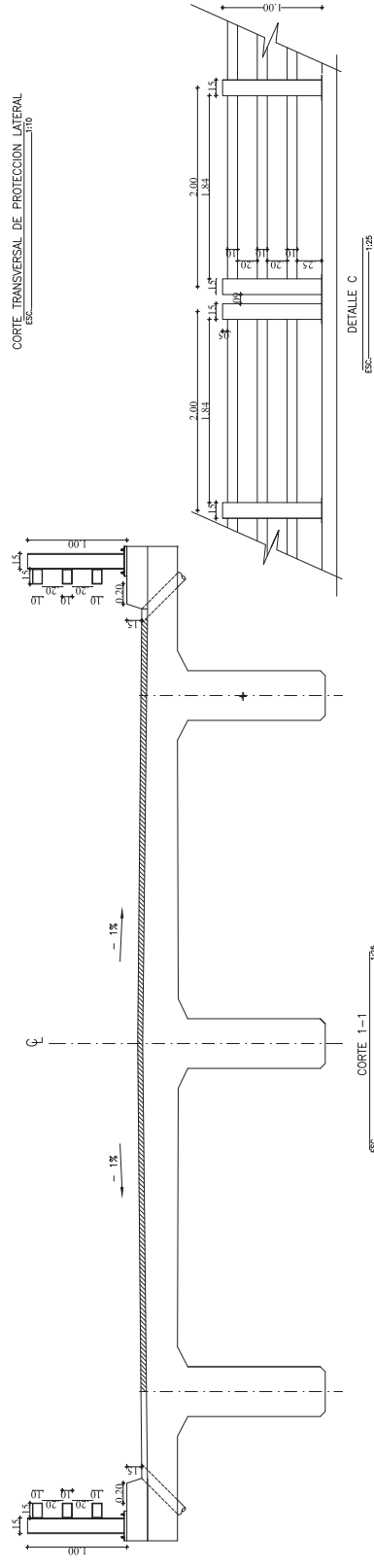
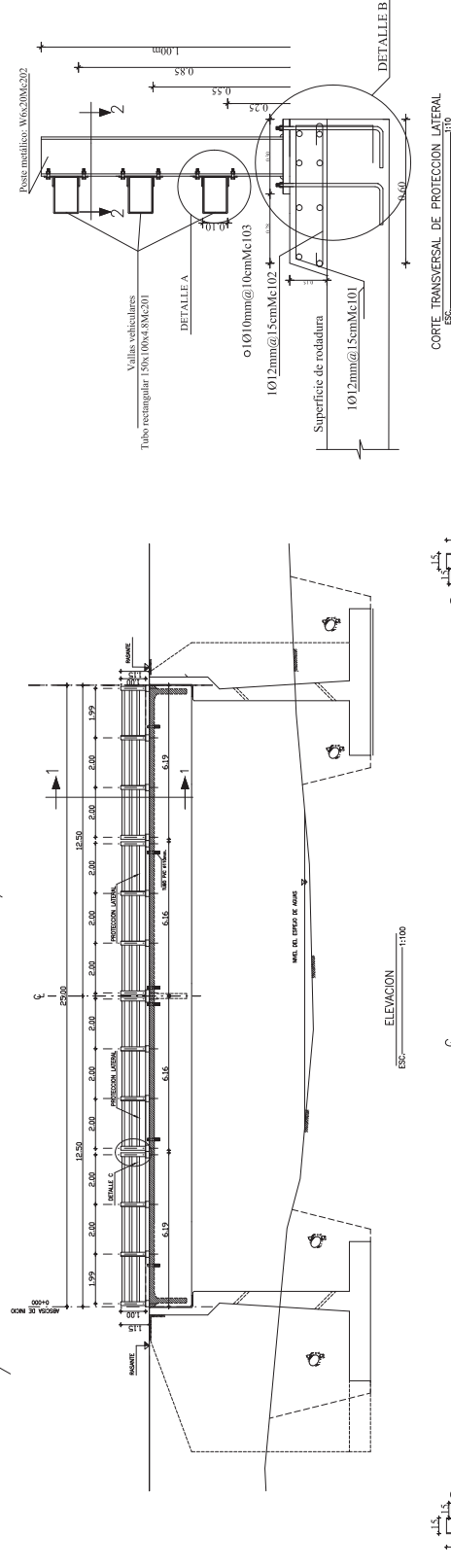
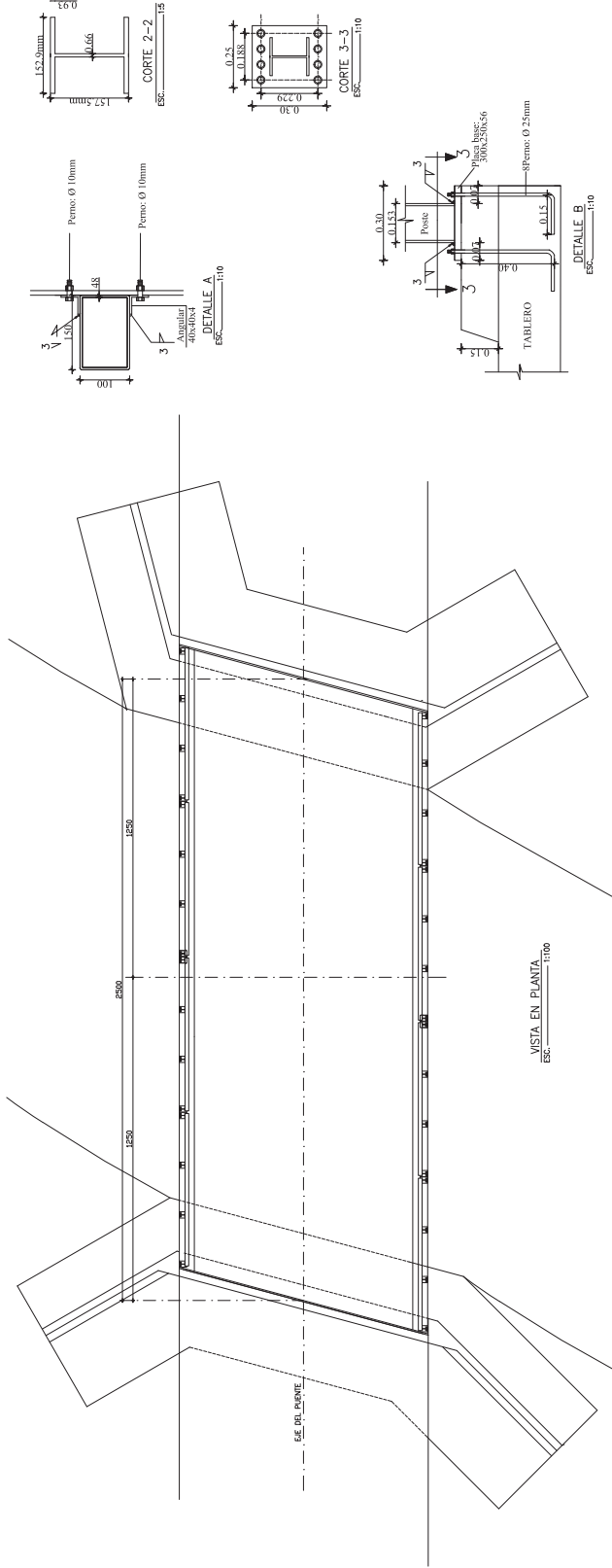
## RESUMEN DE MATERIALES POR METRO LINEAL DE PROTECCIÓN LATERAL


ELEMENTO	Perfil de acero	HORMIGÓN (m3)	HIERRO (kg)
	ASB (kg)	For 210 kg/m2	fyr 4200 kg/m2
VALSAS VEHICULARES	117.81		
POSTE	43.31		
BORRILLO		0.03	10.25
TOTAL	160.49	0.03	10.25

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS:

- ESPECIFICACIONES AASHTO
- HORMIGÓN CON RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN A LOS 28 DÍAS DE 20 MPa/cm<sup>2</sup>.
- ACERO DE REFUERZO CORRUGADO CON LÍMITE DE FLUENCIA  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
- RECURTIMIENTOS DEL REFUERZO:
- SUPERESTRUCTURA = 30 cm y 5 cm
- EMPALMES DE REFUERZO 50 cm o MENOS QUE SE MARQUE EN LOS PLANOS
- PERFILES FORMADOS EN FRÍO  $F_y = 2400 \text{ kg/cm}^2$ , MININO

[A-36, ASTM-A570]  
PLACAS DE ACERO A-36  
ELECTRODOS PARA SUELDA:  
TIPO E-6011 CORDON RAIZ  
TIPO E-6013 ACABADO



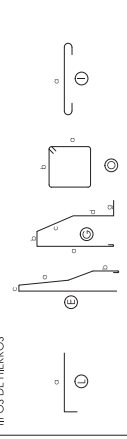
	<b>UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR</b> <b>FACULTAD DE INGENIERIA CIENCIAS FISICAS Y MATEMATICA</b>	<b>Proyecto:</b> ANALISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO DE PROTECCIONES LATERALES PARA FUENTES DE CARRETERA MEDIANTE LOS CRITERIOS DEL METODO ELASTICO Y DE LOS ESTADOS LIMITES	<b>Observaciones:</b>
		<b>Condición:</b> PROTECCION LATERAL VEHICULAR ALIMENTADA CON POSTES Y VALLAS VEHICULARES DE ACERO (AASHTO LRFD)	
<b>DISEÑO:</b>	<b>SUPERVISOR:</b>	<b>PROFESOR GUÍA:</b>	<b>FECHA DE ENTREGA:</b>
<b>FECHA DE ENTREGA:</b>		<b>FECHA DE ENTREGA:</b>	<b>FECHA DE ENTREGA:</b>
<b>FECHA DE ENTREGA:</b>		<b>FECHA DE ENTREGA:</b>	<b>FECHA DE ENTREGA:</b>





Mc	Ø	Tipo	Nº	Longitud				Peso(Kg)	Observaciones
				a	b	c	d		
PROTECCION LATERAL VEHICULAR									
102	14	E	5	0.80	0.08	0.50	0.30	1.74	8.68
101	14	G	5	0.90	0.10	0.30	0.26	1.33	6.65
103	12	I	12	1.00	0.10	0.30	0.26	1.00	12.00
104	8	I	5	0.20	0.10	0.30	0.10	0.30	0.59
105	8	I	5	0.08	0.10	0.18	0.30	0.18	0.90

PLANILLA DE PERFILES METALICOS (C/mi)							
	Tipo de PERFIL	Longitud Total	Núm.	Cones. Num.	Peso Unitario	Total	OBSERVACIONES
PROTECCION LATERAL DE ACERO							
P1	TUBO 1 1/2"	1.11	6.0	6.00	1	4.04	POSTE
P2	TUBO 1 1/2"	1.00	3.0	6.00		4.04	PROGRAMO
F2							28.47

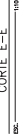
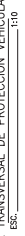
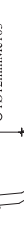
[illegible][illegible]


ELEMENTO	NORMESCH (m3)		MIEGRO (kg)
	Per 240 kg/m2	Per 210 kg/m2	
PARAPETO			
PASSAMANO	12.11		30.13
POSTE	26.36		
<b>TOTAL</b>	<b>28.47</b>	<b>0.19</b>	30.13

ELEMENTO	NORMESCH (m3)		MIEGRO (kg)
	Per 240 kg/m2	Per 210 kg/m2	
PARAPETO			
PASSAMANO	12.11		30.13
POSTE	26.36		
<b>TOTAL</b>	<b>28.47</b>	<b>0.19</b>	30.13

[illegible]

- [illegible]



	<b>UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR</b> <b>FACULTAD DE INGENIERIA CIENCIAS FISICAS Y MATEMATICA</b>	<b>Proyecto:</b> ANALISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO DE PROTECCIONES LATERALES PARA PUENTES DE CARRETERA MEDIANTE LOS CRITERIOS DEL MÉTODO ELÁSTICO Y DE LOS ESTADOS LÍMITES	<b>Observaciones:</b>						
		<b>Contenido:</b> PROTECCIÓN LATERAL VEHICULAR COMBINADA VEHICULAR PEATONAL PARA PUENTES CON VELOCIDADES DE CIRCULACIÓN MAYORES A 70km/h (AASHTO LRFD)							
<b>DEBIDO:</b>	<b>SUPERIORE:</b>	D. ANGEL RIVERA DAZA	<table border="1"> <tr> <td>FECHA DE ENTREGA</td> <td>FECHA DE RECIBO</td> <td>FECHA DE CALIFICACIÓN</td> </tr> <tr> <td></td> <td></td> <td>6</td> </tr> </table>	FECHA DE ENTREGA	FECHA DE RECIBO	FECHA DE CALIFICACIÓN			6
		FECHA DE ENTREGA		FECHA DE RECIBO	FECHA DE CALIFICACIÓN				
		6							
TITULO: PROTECCIÓN LATERAL VEHICULAR COMBINADA VEHICULAR PEATONAL PARA PUENTES CON VELOCIDADES DE CIRCULACIÓN MAYORES A 70km/h (AASHTO LRFD)	TITULO: PROTECCIÓN LATERAL VEHICULAR COMBINADA VEHICULAR PEATONAL PARA PUENTES CON VELOCIDADES DE CIRCULACIÓN MAYORES A 70km/h (AASHTO LRFD)								